



TITLE:

洪水および土砂氾濫災害の危険度
評価に関する研究(Dissertation_全
文)

AUTHOR(S):

中川, 一

CITATION:

中川, 一. 洪水および土砂氾濫災害の危険度評価に関する研究. 京都大学
, 1989, 工学博士

ISSUE DATE:

1989-11-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r7008>

RIGHT:

**洪水および土砂氾濫災害の
危険度評価に関する研究**

1989年6月

中 川 一

洪水および土砂氾濫災害の 危険度評価に関する研究

1989年6月

中 川 一

目 次

緒 論	1
参考文献	4
第1章 堤内地における洪水氾濫水の挙動に関する研究	5
1.1 概 説	5
1.2 洪水氾濫水の挙動に関する数値シミュレーション手法	6
1.2.1 二次元平面流れに関する基礎方程式	6
1.2.2 基礎方程式の差分法	8
1.2.3 市街地の評価手法	14
1.2.4 排水路網の評価手法	15
(1) 排水路内の流れに関する基礎式	16
(2) 差分法	18
1.3 市街地における洪水氾濫水の挙動に関する実験的検討	19
1.3.1 実験装置および実験方法	19
1.3.2 実験結果と数値シミュレーション結果との比較・検討	20
1.4 排水路網が存在する場における洪水氾濫水の挙動に関する実験的検討	24
1.4.1 実験装置および実験方法	24
1.4.2 実験結果と数値シミュレーション結果との比較・検討	25
1.5 実流域への適用例	28
1.5.1 昭和57年7月長崎豪雨災害における中島川の洪水氾濫解析	30
(1) 概 説	30
(2) 流域の概要と氾濫の実態	31
(3) 中島川を地盤の低い一般格子と見なした解析	35
(a) 計算条件	35
(b) 計算結果の考察と実測値との比較	36
(4) 中島川を排水路に見立てた解析	41
(a) 計算条件	41
(b) 計算結果の考察と実測値との比較・検討	41
1.5.2 昭和58年7月山陰豪雨災害における三隅川の洪水氾濫解析	43
(1) 概 説	43
(2) 流域の概要と氾濫の実態	44
(a) 三隅地区および郷地区の概要	45
(b) 三隅川の河道特性と堤内地の地形特性	45
(c) 洪水の特性	46

(d) 氾濫水の挙動	48
(3) 洪水氾濫解析	49
(a) 境界条件	49
(b) 破堤条件	50
(4) 計算結果の考察と実測値との比較	51
1. 6 結 語	54
参考文献	54
第2章 河川堤防の決壊に伴う木造家屋の流失危険度に関する研究	57
2. 1 概 説	57
2. 2 昭和58年山陰豪雨災害における三隅地区の家屋被害の実態	59
2. 2. 1 家屋被害の状況	59
(1) 流失・全壊家屋の分布	59
(2) 被害家屋の種類と配置	62
2. 2. 2 氾濫計算から求めた流体力と家屋被害との関係	63
2. 3 洪水氾濫水による木造家屋の流失危険度	66
2. 3. 1 木造家屋の構造と耐力	66
(1) 木造家屋構造の耐力に関する規定と外力	66
(2) 木造家屋の構造例とその耐力 ー主に土台と基礎についてー ...	68
2. 3. 2 家屋構造物に作用する流体力とモーメントに関する実験	71
(1) 実験装置および実験方法	71
(2) 実験結果とその考察	72
(3) 木造家屋の流失危険度指標	74
2. 3. 3 動水圧に対する窓ガラスの耐力	75
2. 3. 4 家屋群中で受ける流体力	77
2. 4 氾濫水の非定常性を考慮した木造家屋の流失危険度	81
2. 4. 1 概 説	81
2. 4. 2 Dam-Breakingによる非定常流れに関する従来の研究	81
(1) Ritterの理論	81
(2) Whithamの理論	82
2. 4. 3 非定常性を考慮した流体力に関するモデル化	83
(1) Cumberbatchの理論を用いた流体力表示	83
(2) Morisonの理論を用いた流体力表示	84
2. 4. 4 Dam-Breakingによる非定常流れの流体力に関する実験的検討	84
(1) 実験装置および実験方法	84
(2) 実験結果と計算結果との比較検討	87
2. 4. 5 氾濫水の非定常性を考慮した木造家屋の流失危険区域の設定法 ...	89

2. 5	実際の災害への適用例 ー昭和40年奥越豪雨災害の 真名川閉塞による家屋流失ー	91
2. 5. 1	概 説	91
2. 5. 2	天然ダムの形成と河道特性	92
2. 5. 3	家屋流失に関する氾濫シミュレーション	93
2. 6	実際の流域における木造家屋の流失危険度予測 ー巨椋流域を対象としてー	96
2. 6. 1	流域の概要と過去の災害	96
2. 6. 2	家屋流失危険度に関する氾濫解析	98
	(1) 計算条件	98
	(2) 計算結果の考察	100
2. 7	結 語	105
	参考文献	107
第3章	河川堤防の決壊に伴う堤内地の土砂堆積に関する研究	109
3. 1	概 説	109
3. 2	堤体土砂の流出による掃流砂の堆積	110
3. 2. 1	基礎方程式	110
3. 2. 2	河川堤防の決壊を想定した実験による検討	112
	(1) 実験装置および実験方法	113
	(2) 実験結果と計算結果との比較	115
3. 3	河道内浮遊土砂の流出による堤内地の土砂堆積	119
3. 3. 1	一次元河道における浮遊砂の堆積に関する研究	119
	(1) 浮遊砂の堆積に関する実験	119
	(2) 浮遊砂の堆積に関する数値シミュレーション	120
	(3) 計算結果と実験結果との比較検討	123
3. 3. 2	堤内地における浮遊砂の堆積	124
	(1) 浮遊砂の堆積に関する実験	124
	(2) 堤内地における浮遊砂の堆積に関する数値シミュレーション	125
	(3) 差分方程式	126
	(4) 計算条件および境界条件	127
	(5) 実験結果と計算結果との比較	128
3. 4	巨椋流域を対象とした土砂堆積に関する数値シミュレーション	134
3. 4. 1	破堤モデル	134
3. 4. 2	計算条件	135
3. 4. 3	計算結果の考察	136
3. 5	結 語	138

参考文献	140
第4章 氾濫シミュレーション手法を用いた洪水被害の評価法に関する研究	143
4.1 概説	143
4.2 洪水災害危険度としての被害の評価法	143
4.2.1 洪水災害危険度	144
4.2.2 外水氾濫による被害の実態	144
4.2.3 被害額の評価法	146
4.2.4 人命損失の見積りモデル	149
4.2.5 避難行動を考慮した人的被害の評価法	151
(1) 避難行動のシミュレーションの概要	152
(2) モデル流域における避難のシミュレーション手法の検討	156
4.3 巨椋流域を対象とした洪水氾濫による被害の推定	161
4.3.1 概説	161
4.3.2 家屋および人的被害の評価	161
(1) 計算条件	161
(2) 家屋被害	164
(3) 回帰式を用いた人的被害の予測	166
(4) 避難行動を考慮した人的被害の評価	168
4.4 結語	175
参考文献	176
第5章 扇状地における土砂災害危険度評価に関する研究	178
5.1 概説	178
5.2 石礫型土石流の氾濫・堆積に関する研究	182
5.2.1 基礎方程式	182
5.2.2 解析手法	184
5.2.3 実験による検討	187
(1) 実験装置および実験方法	187
(2) 実験結果と計算結果との比較	187
5.2.4 土石流氾濫・堆積過程における粒度分布の 変化に関する数値シミュレーション	190
(1) 基礎式の追加と修正	191
(2) 数値実験例	194
5.2.5 実際の土石流への適用例 一昭和54年岐阜県 上宝村栃尾の洞谷土石流一	198
5.3 土石流扇状地の侵食およびそれによる土砂流扇状地の形成に関する研究	201

5. 3. 1	基礎方程式	201
5. 3. 2	解析手法	202
5. 3. 3	実験による検討	202
(1)	実験装置および実験方法	202
(2)	実験結果と計算結果との比較	203
5. 3. 4	実際の土砂流への適用	205
	ー昭和40年奥越豪雨災害における 福井県西谷村中島地区の土砂流ー	205
5. 4	泥流型土石流の氾濫・堆積に関する研究	207
5. 4. 1	基礎方程式	207
5. 4. 3	実際の泥流への適用例	208
(1)	アルメロ市を襲った泥流	208
(2)	アルメロ泥流の解析結果と考察	211
5. 5	危険度ランク別危険範囲の指定	213
5. 6	結 語	215
	参考文献	216
	結 論	218
	謝 辞	221

緒 論

我が国は、戦後めざましい復興を遂げ、今や経済大国と言われるまでに発展してきた。もう一方で、我が国は「自然災害大国」であるとも言われている。毎年来襲する台風、大小様々な地震、津波、集中豪雨、豪雪、地滑り、土石流、火山噴火、冷害、干ばつ等、世界中で生起し得る自然災害のほとんどが、この狭小な日本列島に集約されているといっても過言ではないであろう。そして我々は、このような災害から生命と財産を守るために不屈の精神をもって自然に立ち向かってきた。それでも自然は我々の想像を絶する力を有しており、我々を凌駕し続けてきた。

治水対策に目を向けてみても、多目的ダムの建設や連続堤の整備に代表される河川改修工事が進められているにもかかわらず、毎年どこかで洪水災害が発生している。伊勢湾台風による災害以後、大河川の氾濫による1000人を越す死者のような大災害は発生しておらず、河川改修の進捗による災害防止機能は一応評価されなければならないであろう。しかしながら、このことはまた、国土の1割にも満たない平地の、とくに洪水氾濫危険地域とよばれる区域に人口の約50%が居住しているという現状にあって、その住民に対して、強固な堤防やダムによって守られているという安心感を植え付け、地域の人口と資産の増加傾向をますます促すこととなり、かえって災害ポテンシャルを高くする結果となっている。このような現況に対して、昭和51年長良川の決壊、56年小貝川の決壊、57年長崎災害、58年山陰豪雨災害、61年台風10号による災害のような堤防決壊・溢流災害が生じてきており、大規模な洪水災害発生の危険が憂慮される状態となっている。一方、堤防やダムのような構造物による対策の強化は、河川沿いの土地がもはや堤防の嵩上げを許さないほどに開発済みであったり、適地の確保が困難であったり、投資限界の問題があったりで難しくなっており、予め洪水氾濫の程度を予測して、災害を最小限に抑える方策を講じようとするいわゆるソフト対策の重要性が増加している。その方策立案の根拠は言うまでもなく信頼性の高い洪水災害危険地域の設定であり、それも、家屋流失、人命被害、土砂堆積、床上、床下浸水等の危険別の区域設定でなければならない。

従来、洪水氾濫の危険度評価に関しては、水害地形分類図や浸水実績図に見られるように、地形や過去の実績に重点を置いた解析¹⁾を行うことによって評価されてきた。しかし、こうした方法では、最近のように地形の人工改変や土地利用形態の激しい変化などに対応した氾濫域を設定することは難しい。さらに、氾濫域の洪水規模や破堤地点、破堤様式による変化、氾濫域内の被害の分布を求めることは不可能である。

一方、土石流、土砂流および泥流などによる土砂の氾濫は、それ自身が強大な破壊力を持っていること、また、最近そのような場所が住宅地などとして開発されてきていることによって、顕著な災害の原因になっている。従来このような災害に対しては、砂防ダムや流路工などの構造物の設置によって氾濫を未然に防ごうとするハード対策に主眼がおかれてきたが、所期の目的を達成できないことも多く、また、対策を必要とする地域が多すぎて手が回らないといった問題も生じている。そのため、最近では、土砂氾濫危険範囲を指定して、居住を制限したり、避難態勢をとったりするソフト対策に力が入れられつつある。その際、洪水氾濫と同様、どこが、どの程度の範囲にわたって、どの程度の被害を被る可能性があるのか的確に予測し、被災の可能性の程度に応じた危険範囲の指定が行われなければならない。

従来、土石流、土砂流および泥流などによる土砂堆積地域の予測には、地質・地形的な過去の証拠による方法²⁾や災害地における実績の統計に基づく方法³⁾等も用いられているが、一般的な適用性を持った予測法であるためには、力学的な解析によるものでなければならない。

本研究は、力学的な氾濫計算と被害評価モデルとを組み合わせることにより、自然現象の物理量と、その受け皿である流域の社会・経済的な量とを合成し、洪水・土砂災害危険度評価を客観的に、しかも定量的に行えるようなモデルを構築しようとするものである。具体的な各章の内容は以下のである。

第1章では、家屋、排水路、堤防といった構造物群が存在している場における洪水氾濫流の数値シミュレーション法を示す。これは、以下の章で行う木造家屋の被害や人命の被害の面からみた被害想定地図の作成に応用されるものである。まず、氾濫解析のための基礎方程式系とその安定かつ精度の良い数値計算を行うための差分表示式について検討する。ついで、構造物群の配置が氾濫流に与える影響を定量的に評価する方法として、計算メッシュ内に含まれる建物の占有面積比を導入し、これを考慮することによって、実験結果がどのように説明されるかを検討する。さらに、河道を排水路に見立てた解析法やその適用性に関する水理実験による検証も行う。こういった方法を、昭和57年7月の長崎豪雨災害における中島川の洪水氾濫と昭和58年7月の山陰豪雨災害における島根県三隅川の洪水氾濫現象に適用し、計算結果の妥当性を災害調査結果と比較することにより、検討する。

さて、我が国の住宅家屋の多くは木造であり、洪水氾濫時には容易に浸水を許し、あるいは流水によって破壊される危険性を孕んでいる。また、都市化の進行によって、安価な土地を求めるために、洪水に対して脆い場所に安価な住宅を建てることとなり、ますますその危険性が増している。それ故、氾濫危険区域では、木造家屋を代表とする比較的弱い構造物に対して、洪水氾濫時の構造物の安全性、すなわち、変形や倒壊・流失の危険に対する安全性を満たすような基準を定めねばならないと考える。実際、アメリカでは洪水氾濫原に家屋を建てる場合、家屋の構造に関して、各種の規定があり、それを満足するものでないと建設許可が下りないこととなっている⁴⁾。ただし、過った判断に基づく安全性の確信は、危険であるにもかかわらず家屋に固執しようとする可能性を生じるかも知れない。したがって、まず、大多数の住民が居住し、構造的に比較的弱いとされる木造家屋が、流水によって受ける流体力に対し、どれほどの耐力を有するのか、また、それを支配する因子は何かを明らかにする必要がある。さらに、これをもとに、水理学的な根拠に基づいた洪水に対する家屋の流失危険範囲の予測および土地の開発規制に対する指針を明らかにすることも必要となろう。

第2章では、以上のことを踏まえ、地域における洪水災害危険度を評価する一段階として、洪水氾濫危険区域における木造家屋の流失危険度について検討を行う。すなわち、まず、昭和58年山陰豪雨災害における三隅地区の家屋被害の実態を明らかにし、家屋流失と流体力との関係を検討する。そして、在来軸組工法による木造家屋では、ほぞまわりの流体力によるモーメントが家屋変形に最も関係があるものと考え、これより木造家屋の流失危険度指標を評価する。このことは、水理実験結果によっても検討する。さらに、家屋の部分的な破壊として、窓ガラスの破壊危険度についても検討する。家屋が単独で配置されている場合はほとんどまれで、実際には家屋群をなしている。こういった場における家屋の流失危険度についても、実験的な検討を行う。破堤初期の洪水の流れは路床勾配が緩い場合でも水面勾配が急になって非定常性が強いと思われる。このような非定常性の強い洪水氾濫流の

流体力による家屋の流失危険度と流失危険区域の設定法についても若干の検討を行う。実際の災害への適用例として、昭和40年奥越豪雨災害の真名川閉塞による家屋流失現象をとりあげ、家屋流失の可能性を氾濫シミュレーションに基づいて検討し、さらに、京都盆地南部の旧巨椋池の集水域である巨椋流域を対象として、木造家屋の流失危険度予測を行う。

河川堤防の決壊に伴う洪水災害の程度を見積る際には、洪水流による家屋の流失、全壊、半壊、一部損壊、浸水等の被害のみならず、堤体土砂の流出や堤内地の侵食・堆積、流水中に含まれていた浮遊流砂の堆積による損害を見積ることが必要である。第3章では、このような見積りを可能にする手法として、土砂堆積に関する数値シミュレーションに着目し、計算法の開発と適用性の検証を行う。すなわち、まず、堤体土砂の流出による堤内地の土砂堆積現象を、掃流砂による河床変動として計算を実行し、水理実験結果と比較検討する。ついで、破堤にともなう河道内浮遊土砂の堤内地への流出とそれによる土砂堆積現象に関し、まず、一次元水路において浮遊砂の堆積実験を行い、その結果をよく説明する河床変動計算法について議論し、ついで、同モデルを平面二次元場に拡張し、堤内地における浮遊砂の堆積現象がこのモデルによってどの程度再現できるかを水理実験結果と比較して調べる。さらに、実流域にこのモデルを適用し、土砂堆積の範囲、規模予測を行う。

第4章では、1章から3章で得られた成果をもとに、氾濫シミュレーション手法を用いた洪水被害の評価法について述べる。地域の洪水氾濫被害に対する危険度の評価は、ハードおよびソフト対策を講ずる上で基本的な事項である。ここではその評価手法として、堤内地の地形や家屋の分布状態、洪水ハイドログラフや河川の弯曲、破堤口の拡幅条件等の水理条件を詳細に考慮した氾濫解析を行い、それから得られる水深や流速などの情報を用いて、ここで新たに導入する家屋被害評価モデルと避難行動を考慮した人的被害の評価法によって、被害を定量的に評価する方法を示す。そして、本手法を実際の都市化傾向の顕著な流域に適用して、現状に対する洪水被害額および種々の避難条件下における人的被害の予測のみならず、流域の開発による災害ポテンシャルの増大の評価、洪水氾濫時の堤防決壊口の応急仮り締切りの効果の評価、二次堤を配置したことによる効果の評価や土砂堆積による被害の影響評価等を行う。

さて、自然災害に基づく人命の損失からみれば、最近は、とりわけ土石流、土砂流、泥流ならびに斜面崩壊といった土砂災害によるものが最も重要である。このことは、対策の立ち遅れもさることながら、土砂災害が突発的、ゲリラ的に発生するという特性にもよっており、現象の発生予測、規模予測と、これに基づいた避難等のソフト対策の樹立が重要となってくる。そのためには、まず、的確なハザード・マップが整えられなければならないであろう。すなわち、どこが、どの程度の範囲にわたって、どの程度の被害を被る可能性があるのかを的確に予測し、被災の可能性の程度に応じたきめの細かい危険範囲の指定が行われなければならない。

こういった観点に立って、第5章では、土石流、土砂流および泥流を対象とした扇状地における土砂災害危険度評価について検討する。

土石流が渓流出口へ流出すると、勾配の急変と拡幅の影響を受けて土石流扇状地が形成される。この土石流扇状地の形成に関して、従来、高橋ら⁵⁾が提案した方法を改良し、谷の上下流を通じて、先端停止、堆積、遡上堆積の全ての段階を一貫して取り扱う方法を検討する。このような方法の妥当性を、水路実験の結果と岐阜県の洞谷で発生した土石流に適用して検討する。

ところで、実際の土石流では、その先端部に巨礫が集まり、後続部になるほど粒径が小さくなり、また、土砂濃度も減少するような性状をとって流下してくる。このような流下特性を反映して土石流扇状地の粒度も特有の空間的な分布を持っているのが普通である⁶⁾。ここでは、谷を流下する途中で分級が十分に進み、谷の出口での土石流の粒度の時間変化が与えられたときに、どのような粒度を持った土石流が、どのような地点に堆積し、その地点での粒度がどのような分布をするのかということについての解析法を検討するとともに数値実験を行い、解の特性を検討する。

一旦形成された土石流扇状地は谷から流出する後続流あるいはその後に生ずる洪水によって水みち侵食を受け、侵食土砂は下流部に堆積して土砂流扇状地を形成する。これについては、実験⁷⁾や現地調査例⁸⁾があるだけで従来ほとんど研究されていないが、土石流とともに土砂災害では重要な要素である。ここでは、土石流扇状地の侵食とそれによる土砂流扇状地の形成過程について、実験による検討と解析手法を示す。そして、実際に土砂流の堆積被害を受けた流域へ適用し、現象の再現を試みる。

泥流については、流れの基礎式とその解析手法を示し、コロンビア国ネバド・デル・ルイス山の噴火に際して発生した大泥流の氾濫・堆積過程に適用して、実際の土砂堆積範囲、堆積厚さや家屋の流失範囲等によって、モデルの適合性を検討する。

5章の最後に、洞谷土石流を例とした土石流の危険度ランク別危険範囲の指定法について考察する。

参 考 文 献

- 1) たとえば、大矢雅彦編：地形分類の手法と展開，古今書院，1984.
- 2) たとえば、奥田節夫・水山高幸：地形学的手法による危険範囲の予測，文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告書（扇状地における洪水・土砂災害の発生とその防止軽減に関する研究，研究代表者：芦田和男），1982，pp. 91-106.
- 3) たとえば、Brabb, E. E.: Innovative Approaches to Landslide and Risk Mapping, Proc. IVth. Conf. and Field Workshop on Landslide, 1985, pp. 17-22.
- 4) たとえば、建設省土木研究所：建築物の耐水化に関する研究 - アメリカにおける建築物の耐水化と技術基準 -，土木研究所資料第1916号，1983，pp. 149-221.
- 5) 高橋 保・辻本浩史：土石流氾濫・堆積のシミュレーション，京都大学防災研究所年報，第27号B-2，1984，pp. 467-485.
- 6) 高橋 保：土石流の停止・堆積機構に関する研究(2) - 土石流扇状地の形成過程 -，京都大学防災研究所年報，第23号B-2，1980，pp. 443-456.
- 7) 高橋 保：土石流の停止・堆積機構に関する研究(3) - 土石流扇状地の二次侵食 -，京都大学防災研究所年報，第25号B-2，1982，pp. 327-348.
- 8) たとえば、芦田和男・土屋義人・村本嘉雄・大同淳之：土砂流出に伴う洪水災害に関する研究 - 九頭竜川の洪水災害 -，文部省科学研究費特定研究成果報告書（昭和40年9月の豪雨および24号台風による風水害の調査とその防災研究，研究代表者：松沢 勲），1966，pp. 68-78.

第1章 堤内地における洪水氾濫水の挙動に関する研究

1. 1 概 説

近年、都市化の波が非常な低平地や河川中流部の扇状地、さらには山麓付近にまで押し寄せ、従来洪水氾濫による危険性が比較的高いとみられてきた地域に居住する人口や資産が増加してきており、現在では、日本の人口の約50%、資産の約70%が洪水氾濫危険区域に集中している。この傾向は今後も続くものと予想され、洪水氾濫による災害ポテンシャルが増大しつつあると言われている。宅地開発による山地・田畑の減少が雨水流出の形態に変化をきたし、河道内への早期流出とピーク流量の増大化が顕在化し、河道改修の遅れもあって、本来流域が持っていた保水機能と河川の流下機能の調和が崩れてきていることもその理由に挙げられよう。

従来、洪水氾濫に対する対策や研究は、氾濫自体の発生を未然に防ぐという点に主眼が置かれ、治水事業などのハードな対策や研究が主体であった。しかし、自然の力には人類の想像を絶するものがあり、これまでいくら強固なダムや堤防を作っても、自然はこれを凌駕し続けてきた。今日、ハードな対策に対する限界が指摘され出し、土地開発の規制、氾濫危険区域の設定、避難システムの確立および耐水構造物の建築とその最適配置方法など、土木施設によらないソフトな対策や手段が重要視されてきている。当然、これら両者が併用され、かつ実際に行動をとる住民の災害に対する意識の向上や努力があってはじめて成果が上がるものと思われる。

本章では、市街地において洪水氾濫が生じた場合の避難システムの確立、洪水氾濫危険区域の設定及び洪水に強い構造物の配置方法などを明らかにすることを目標として、それらを解明するにはまず、洪水氾濫水の挙動を明らかにする必要があるという見地から、これについて考察する。洪水氾濫に関する研究手法には大別して3種類のアプローチが考えられる。第一は、既存の洪水実績から氾濫区域、被害額などの情報を得ようとするものである¹⁾。これまで災害経験の無い地域や、災害経験があっても流域の変化が激しいところでは実用性が低下する欠点がある。第二は、地形学的方法とも言われているものであって、堤内地では水面が水平であるとの仮定のもとに、流体のボリュームのみに着目し、水位一湛水量曲線、地形図などから湛水域および湛水深を予測しようとする方法である²⁾。この手法は水害地形分類図として実用に供せられている³⁾が、氾濫水の運動学的な条件が考慮されていないので、流水の挙動に関しては経験的な推測に依存せざるを得ない。第三は流体の連続式と運動方程式によって氾濫水の挙動を明らかにしようとする水理・水文学的な手法である。対象とする流域の地形条件や河道条件によって、一次元的な取り扱いと二次元的な取り扱いとに分けられる。すなわち、河道と氾濫原の流水運動を一体化して取り扱う一次元モデル⁴⁾と両者を分離して氾濫計算する二次元モデル^{5), 6), 7), 8)}がある。前者のモデルは、基本的には河道の不定流計算と同一の考え方で、計算領域を氾濫原にまで拡張したものである。従って、本モデルの適用可能な場合は氾濫原が河道に沿って存在し、その境界が山などに沿っているような拡がりがあり顕著でない流域を対象とした場合である。后者は、一般に平面二次元の不定流に関する方程式系を直接数値解析して氾濫水の挙動を評価するモデルで、一次元モデルであった制約がなく、精度の高い結果が得られる反面、計算時間がかかるという欠点も併せ持っているが、近年のめざましい電算機の進歩により、この問題もほとんど解消されつ

つあり、今後は精度の向上と計算時間の短縮に問題点が絞られてこよう。また、一次元的な取り扱い方で二次元平面的な流れを説明しようとする簡易解析法も提案されている⁹⁾。

一方、実験によって氾濫水の挙動を明らかにしようとした研究は比較的少ない。有賀¹⁰⁾や高橋・石原・小葉竹¹¹⁾によって、室内実験やかなり大がかりな野外実験がなされているが、比較的単純な場における氾濫形状や水位の時間変化の定性的な議論にとどまっている。それによると、粗度や構造物を施していない単純な場における破堤氾濫水の拡がり、円形状となる。しかしながら、氾濫の場に家屋や街路が輻輳した市街地の場合、氾濫水はもはや円形状には拡がらず、街路幅や家屋の密集度に影響され、複雑な拡がり方をするものと思われる。このような現象を予測するには数値計算が有効な手段であるが、家屋、排水路、盛土や壁など、氾濫水の挙動に影響を与えるような堤内地構造物をどのように評価すればよいのが問題となる。

本章では、まず洪水氾濫に関する基礎方程式を誘導し、数値計算を実行するためにその差分式を示すとともに、家屋群、排水路網および堤防や道路などの線状構造物が存在する場での氾濫計算手法を提示する。ついで、それらに関して行なった水理実験結果と比較検討し、モデルの妥当性を検討する。さらに、ここで提示したモデルを昭和57年の長崎豪雨災害で被害のあった中島川や昭和58年の山陰豪雨災害で破堤氾濫被害があった三隅川に適用して、計算結果と実地調査データとを比較検討する。

1. 2 洪水氾濫水の挙動に関する数値シミュレーション手法^{12), 13)}

1. 2. 1 二次元平面流れに関する基礎方程式

x, y 平面を水平面にとり、鉛直上方に z 軸をとると、水平粘性を無視し、鉛直方向に関して重力と圧力項が卓越すると考えれば、流体運動を表わす運動方程式および連続式は次の各式で表わせる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial(uu)}{\partial x} + \frac{\partial(uv)}{\partial y} + \frac{\partial(uw)}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{1}{\rho} (\mu + \zeta) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad \cdots \cdots (1.1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial(vu)}{\partial x} + \frac{\partial(vv)}{\partial y} + \frac{\partial(vw)}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{1}{\rho} (\mu + \zeta) \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \quad \cdots \cdots (1.2)$$

$$0 = -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} \quad \cdots \cdots (1.3)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \cdots \cdots (1.4)$$

ここに、 u, v, w ; それぞれ x, y, z 方向の流速成分、 p ; 圧力、 ρ ; 流体の密度、 μ, ζ ; それぞれ粘性係数、渦粘性係数、 g ; 重力加速度である。(1.4)式を図1.1の記号を用いて地面 $z = \eta_b$ から自由水面 $z = \eta$ まで z 軸方向に積分すると

$$\int_{\eta_b}^{\eta} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_{\eta_b}^{\eta} u dz - u \frac{\partial \eta}{\partial x} \Big|_{z=\eta} + u \frac{\partial \eta}{\partial x} \Big|_{z=\eta_b} + \frac{\partial}{\partial y} \int_{\eta_b}^{\eta} v dz - v \frac{\partial \eta}{\partial y} \Big|_{z=\eta} + v \frac{\partial \eta}{\partial y} \Big|_{z=\eta_b} + w|_{z=\eta} - w|_{z=\eta_b} \quad \cdots \cdots (1.5)$$

η は t, x および y の関数だから

$$d\eta = \frac{\partial \eta}{\partial t} dt + \frac{\partial \eta}{\partial x} dx + \frac{\partial \eta}{\partial y} dy \quad \cdots \cdots (1.6)$$

したがって

$$u = \frac{d\eta}{dt} = \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{dx}{dt} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{dy}{dt} \\ = \frac{\partial \eta}{\partial t} + u \frac{\partial \eta}{\partial x} + v \frac{\partial \eta}{\partial y} \dots\dots\dots(1.7)$$

底面での境界条件から、 $u \partial \eta / \partial x|_{z=\eta_b}=0$, $v \partial \eta / \partial y|_{z=\eta_b}=0$, $w|_{z=\eta_b}=0$ となる。流速 u, v について、それらを断面平均流速 u_0, v_0 とそれからの変動量 u', v' に分け、 $u_0(\eta - \eta_b) = u_0 h = \int_{\eta_b}^{\eta} u dz = M$, $v_0(\eta - \eta_b) = v_0 h = \int_{\eta_b}^{\eta} v dz = N$ なる単位幅流量（以下流量フラックスと呼ぶ）を導入すると、(1.5)式は(1.7)式を用いて次式のようになる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_{\eta_b}^{\eta} (u_0 + u') dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{\eta_b}^{\eta} (v_0 + v') dz + \frac{\partial \eta}{\partial t} \\ = \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} + \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \int_{\eta_b}^{\eta} u' dz \\ + \frac{\partial}{\partial y} \int_{\eta_b}^{\eta} v' dz = 0 \dots\dots\dots(1.8)$$

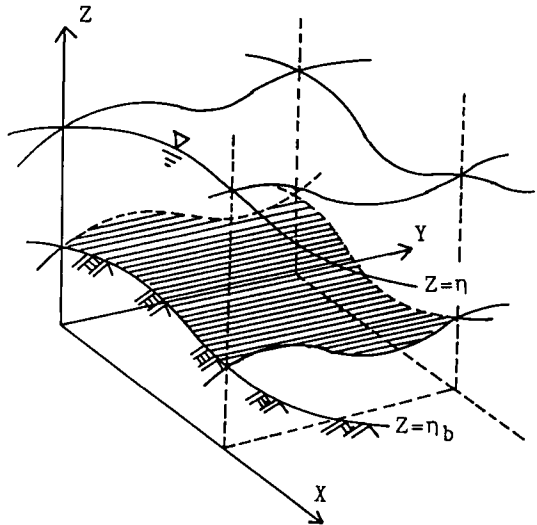


図1.1 座標系の模式図

h は水深だから河床が時間的に変化しなければ、 $\partial h / \partial t = \partial(\eta - \eta_b) / \partial t = \partial \eta / \partial t$ となり、断面平均量で表わした流体の連続式は結局、次式となる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots(1.9)$$

つぎに、(1.1)式を $z = \eta_b$ から $z = \eta$ まで積分する。その際、(1.3)式から、大気圧を基準にして $z = \eta$ で $p = 0$ とすると、

$$p = \rho g(\eta - z) \dots\dots\dots(1.10)$$

なる静水圧近似が成り立つのでこれを用いて(1.1)式の左辺と右辺はそれぞれつぎのようになる。

$$\text{左辺} \Rightarrow \int_{\eta_b}^{\eta} \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) dz = \frac{\partial}{\partial t} \int_{\eta_b}^{\eta} u dz + \frac{\partial}{\partial x} \int_{\eta_b}^{\eta} u^2 dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{\eta_b}^{\eta} uv dz \dots\dots\dots(1.11)$$

ここで、 $\beta_{xx} u_0^2 = \frac{1}{\eta - \eta_b} \int_{\eta_b}^{\eta} u^2 dz$, $\beta_{xy} u_0 v_0 = \frac{1}{\eta - \eta_b} \int_{\eta_b}^{\eta} uv dz$ なる運動量補正係数 $\beta_{xx} = \frac{1}{\eta - \eta_b} \int_{\eta_b}^{\eta} \left\{ 1 + \left(\frac{u'}{u_0} \right)^2 \right\} dz$, $\beta_{xy} = \frac{1}{\eta - \eta_b} \int_{\eta_b}^{\eta} \left\{ 1 + \frac{u'v'}{u_0 v_0} \right\} dz$ を導入すると、(1.11)式は結局次式となる。

$$\text{左辺} \Rightarrow \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (\beta_{xx} u_0 M) + \frac{\partial}{\partial y} (\beta_{xy} v_0 M) \dots\dots\dots(1.12)$$

一方、

$$\text{右辺} \Rightarrow \int_{\eta_b}^{\eta} -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} dz + (\mu + \zeta) \int_{\eta_b}^{\eta} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz \\ = -\frac{1}{\rho} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \int_{\eta_b}^{\eta} p dz - p \frac{\partial \eta}{\partial x} \Big|_{z=\eta} + p \frac{\partial \eta}{\partial x} \Big|_{z=\eta_b} \right\} + (\mu + \zeta) \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{z=\eta} - (\mu + \zeta) \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{z=\eta_b} \\ = -\frac{1}{\rho} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \int_{\eta_b}^{\eta} \rho g(\eta - z) dz + \rho g(\eta - \eta_b) \frac{\partial \eta_b}{\partial x} \right\} + \frac{1}{\rho} (\tau_{sx} - \tau_{bx}) = -g h \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{1}{\rho} \tau_{bx} \quad (\tau_{sx} \doteq 0) \\ \dots\dots\dots(1.13)$$

ここに、 τ_{sx} 、 τ_{bx} ；それぞれ水面および底面における x 方向のせん断応力である。(1.12)および(1.13)式から(1.1)式は断面平均諸量を用いて次式で表わせる。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\beta_{xx}u_0M) + \frac{\partial}{\partial y}(\beta_{xy}v_0M) = -gh\frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{1}{\rho}\tau_{bx} \quad \dots\dots\dots(1.14)$$

同様に(1.2)式は

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\beta_{yx}u_0N) + \frac{\partial}{\partial y}(\beta_{yy}v_0N) = -gh\frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{1}{\rho}\tau_{by} \quad \dots\dots\dots(1.15)$$

ここに、 $\beta_{yx} = \beta_{xy}$ 、 $\beta_{yy} = \frac{1}{\eta - \eta_b} \int_{\eta_b}^{\eta} \left\{ 1 + \left(\frac{v'}{v_0} \right)^2 \right\} dz$ なる運動量補正係数、 τ_{by} ； y 方向の底面せん断応力である。水深が浅く水理量の深さ方向の変化が小さいような二次元平面流れを対象とすれば $\beta_{xx} = \beta_{xy} = \beta_{yx} = \beta_{yy} \doteq 1$ とおけ、近似的に次の各式が成立し⁷⁾、これらがここで用いる基礎方程式となる。

x 方向の運動量式

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u_0M) + \frac{\partial}{\partial y}(v_0M) = -gh\frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} \quad \dots\dots\dots(1.16)$$

y 方向の運動量式

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(u_0N) + \frac{\partial}{\partial y}(v_0N) = -gh\frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} \quad \dots\dots\dots(1.17)$$

(1.9)式を再記すると

連続式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots(1.18)$$

ここに、 H ；水位 ($H = \eta = h + z_b$ 、 z_b ；基準面からの地盤高)である。 τ_{bx} および τ_{by} に関してManningの抵抗則を用い、せん断応力をそれぞれ評価すると、

$$\tau_{bx}/\rho = \frac{gn^2u_0\sqrt{u_0^2+v_0^2}}{h^{1/3}}, \quad \tau_{by}/\rho = \frac{gn^2v_0\sqrt{u_0^2+v_0^2}}{h^{1/3}} \quad \dots\dots\dots(1.19)$$

ここに、 n はManningの粗度係数である。なお、断面平均諸量の意味を表わす添字の0は以下省略する。

1. 2. 2 基礎方程式の差分化

基礎方程式を直接解くことは困難なため、ここではこれを差分式に直し、数値的に解くことにする。線形微分方程式を差分近似したとき、安定条件、収束条件および Δx 、 Δt がゼロに収束する極限で差分方程式がもとの微分方程式に収束するための一貫性の条件が満たされた場合、差分による解がもとの方程式の近似解であることが保証されている。しかし、今取り扱おうとする方程式系は慣性項や摩擦項という非線形項（非斉次項）を含むので差分化には注意を要する。摩擦項として基礎方程式に含まれる非線形項については、Vasilievによって差分化による不安定性の原因となることが指摘され、この項をimplicitな形で差分化すればそれが避けられることが示された¹⁴⁾。ここでも摩擦項については同様にこのVasilievの不安定を避けるようにする。以下、慣性項の差分化の方法について検討する。慣性項の $\partial(uM)/\partial x$ 、 $\partial(vM)/\partial y$ 、 $\partial(uN)/\partial x$ 、 $\partial(vN)/\partial y$ の差分形をとりあえず XDX 、 XDY 、 YDX および YDY とおき、これらの項以外の時間項は前進差分、その他の項は中央差分形で表わすと、 x および y 方向の運動量方程式である(1.16)、(1.17)式および(1.18)式の連続式はそれぞれ次式で表わされる。なお、変数の配置と計算の進め方を図1.2に示す。

x 方向の運動量式

$$\begin{aligned} & \frac{M_{i,j+1/2}^{n+2} - M_{i,j+1/2}^n}{2\Delta t} + XDX + XDY \\ &= -g \frac{(h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1})(h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + z_{bi+1/2,j+1/2} - h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} - z_{bi-1/2,j+1/2})}{2\Delta x} \\ & \quad - gn_{i+1/2,j+1/2}^2 \frac{\bar{u}_{i,j+1/2} \sqrt{(u_{i,j+1/2}^n)^2 + (v_{i,j+1/2}^n)^2}}{[(h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1})/2]^{1/3}} \dots\dots\dots (1.20) \end{aligned}$$

y 方向の運動量式

$$\begin{aligned} & \frac{N_{i+1/2,j}^{n+2} - N_{i+1/2,j}^n}{2\Delta t} + YDX + YDY \\ &= -g \frac{(h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j-1/2}^{n+1})(h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + z_{bi+1/2,j+1/2} - h_{i+1/2,j-1/2}^{n+1} - z_{bi+1/2,j-1/2})}{2\Delta y} \\ & \quad - gn_{i+1/2,j+1/2}^2 \frac{\bar{v}_{i+1/2,j} \sqrt{(u_{i+1/2,j}^n)^2 + (v_{i+1/2,j}^n)^2}}{[(h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j-1/2}^{n+1})/2]^{1/3}} \dots\dots\dots (1.21) \end{aligned}$$

連続式

$$\begin{aligned} & \frac{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+3} - h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{M_{i+1, j+1/2}^{n+2} - M_{i, j+1/2}^{n+2}}{\Delta x} \\ & + \frac{N_{i+1/2, j+1}^{n+2} - N_{i+1/2, j}^{n+2}}{\Delta y} = 0 \dots\dots (1.22) \end{aligned}$$

ここに、

$$\bar{u}_{i,j+1/2} = \frac{M_{i,j+1/2}^{n+2} + M_{i,j+1/2}^n}{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}} \dots\dots\dots (1.23)$$

$$\bar{v}_{i+1/2,j} = \frac{N_{i+1/2,j}^{n+2} + N_{i+1/2,j}^n}{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j-1/2}^{n+1}} \dots\dots\dots (1.24)$$

$$u_{i,j+1/2}^n = \frac{2(M_{i,j+1/2}^n + M_{i,j+1/2}^{n-2})}{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n-1}} \\ \dots \dots \dots (1.25)$$

$$u_{i+1/2, j}^n = \left. \begin{aligned} & \frac{1}{4} \left[\frac{2(M_{i+1, j+1/2}^{n-1} + M_{i+1, j+1/2}^{n-2})}{h_{i+3/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+3/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1}} \right. \\ & + \frac{2(M_{i, j+1/2}^{n-1} + M_{i, j+1/2}^{n-2})}{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n-1}} \\ & + \frac{2(M_{i+1, j-1/2}^{n-1} + M_{i+1, j-1/2}^{n-2})}{h_{i+3/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i+3/2, j-1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n-1}} \\ & \left. + \frac{2(M_{i, j-1/2}^{n-1} + M_{i, j-1/2}^{n-2})}{h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j-1/2}^{n-1}} \right] \end{aligned} \right\}$$

$$\frac{1}{4} \left[\frac{2(N_{i+1/2, j+1}^n + N_{i+1/2, j+1}^{n-2})}{h_{i+1/2, j+3/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+3/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1}} \right]$$

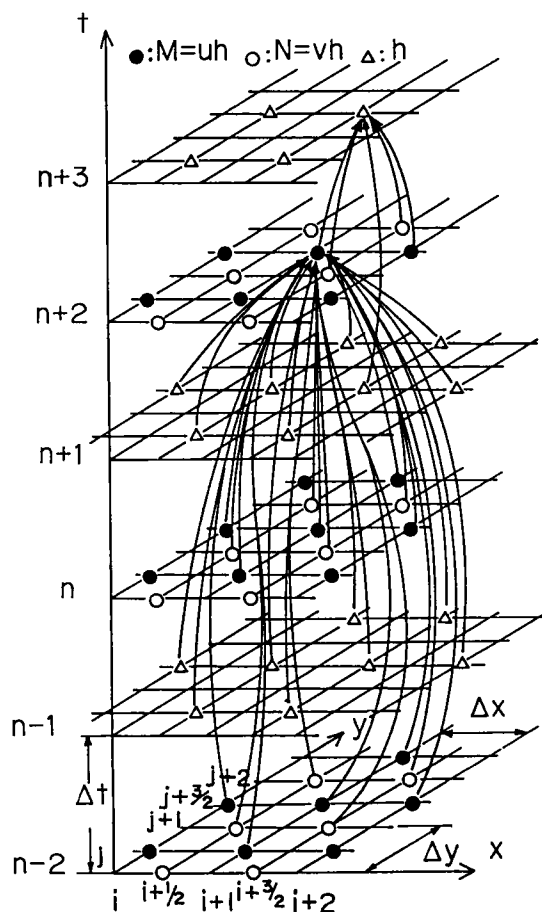


図1.2 変数の配置と計算手順

$$\left. \begin{aligned}
& + \frac{2(N_{i+1/2, j+1}^n + N_{i+1/2, jn+1}^{n-2})}{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n-1}} \\
& + \frac{2(N_{i-1/2, j+1}^n + N_{i-1/2, j+1}^{n-2})}{h_{i-1/2, j+3/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+3/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n-1}} \\
& + \frac{2(N_{i-1/2, j}^n + N_{i-1/2, j}^{n-2})}{h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j-1/2}^{n-1}}
\end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.27)$$

$$v_{i+1/2, j}^n = \frac{2(N_{i+1/2, j}^n + N_{i+1/2, j}^{n-2})}{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n-1}} \dots\dots\dots (1.28)$$

慣性項の XDX , XDY , YDX および YDY については, u , v の符号の正負により後退差分, 前進差分を使い分ける風上差分を用いることにする。まず XDX について検討する。 $\partial(uM)/\partial x$ の u および M の配置を図1.3に示す。その際、 u はメッシュの中央で定義し、 U および \bar{M} を次式で評価する。

$$\begin{aligned}
u \Rightarrow U_{i+1/2, j+1/2}^n &= \frac{M_{i+1, j+1/2}^n + M_{i+1, j+1/2}^{n-2}}{h_{i+3/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+3/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1}} \\
&+ \frac{M_{i, j+1/2}^n + M_{i, j+1/2}^{n-2}}{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n-1}} \dots\dots\dots (1.29)
\end{aligned}$$

$$M \Rightarrow \bar{M}_{i, j+1/2}^n = \frac{M_{i, j+1/2}^n + M_{i, j+1/2}^{n-2}}{2} \dots\dots\dots (1.30)$$

この U と \bar{M} を用いると XDX は次のように表わせる。

$$\begin{aligned}
XDX &= (U_{i+1/2, j+1/2}^n \bar{M}_{i, j+1/2}^n - U_{i-1/2, j+1/2}^n \bar{M}_{i-1, j+1/2}^n) / \Delta x \\
&\quad (U_{i+1/2, j+1/2}^n \geq 0, U_{i-1/2, j+1/2}^n \geq 0) \dots\dots\dots (1.31)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= (U_{i+1/2, j+1/2}^n \bar{M}_{i, j+1/2}^n - U_{i-1/2, j+1/2}^n \bar{M}_{i, j+1/2}^n) / \Delta x \\
&\quad (U_{i+1/2, j+1/2}^n \geq 0, U_{i-1/2, j+1/2}^n < 0) \dots\dots\dots (1.32)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= (U_{i+1/2, j+1/2}^n \bar{M}_{i+1, j+1/2}^n - U_{i-1/2, j+1/2}^n \bar{M}_{i-1, j+1/2}^n) / \Delta x \\
&\quad (U_{i+1/2, j+1/2}^n < 0, U_{i-1/2, j+1/2}^n \geq 0) \dots\dots\dots (1.33)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= (U_{i+1/2, j+1/2}^n \bar{M}_{i+1, j+1/2}^n - U_{i-1/2, j+1/2}^n \bar{M}_{i, j+1/2}^n) / \Delta x \\
&\quad (U_{i+1/2, j+1/2}^n < 0, U_{i-1/2, j+1/2}^n < 0) \dots\dots\dots (1.34)
\end{aligned}$$

同様にして YDY は以下のようになる。

$$\begin{aligned}
YDY &= (V_{i+1/2, j+1/2}^n \bar{N}_{i+1/2, j}^n - V_{i+1/2, j-1/2}^n \bar{N}_{i+1/2, j-1}^n) / \Delta y, \\
&\quad (V_{i+1/2, j+1/2}^n \geq 0, V_{i+1/2, j-1/2}^n \geq 0) \dots\dots\dots (1.35)
\end{aligned}$$

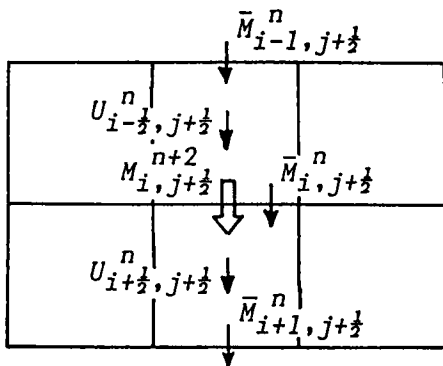


図1.3 XDX に関する変数の配置

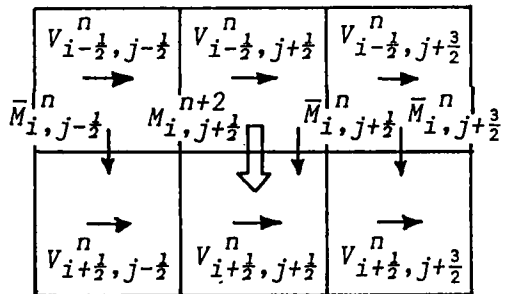


図1.4 XDY に関する変数の配置

$$= (V_{i+1/2, j+1/2}^n \bar{N}_{i+1/2, j}^n - V_{i+1/2, j-1/2}^n \bar{N}_{i+1/2, j}^n) / \Delta y, \quad (V_{i+1/2, j+1/2}^n \geq 0, V_{i+1/2, j-1/2}^n < 0) \quad (1.36)$$

$$= (V_{i+1/2, j+1/2}^n \bar{N}_{i+1/2, j+1}^n - V_{i+1/2, j-1/2}^n \bar{N}_{i+1/2, j+1}^n) / \Delta y, \quad (V_{i+1/2, j+1/2}^n < 0, V_{i+1/2, j-1/2}^n \geq 0) \quad (1.37)$$

$$= (V_{i+1/2, j+1/2}^n \bar{N}_{i+1/2, j+1}^n - V_{i+1/2, j-1/2}^n \bar{N}_{i+1/2, j}^n) / \Delta y, \quad (V_{i+1/2, j+1/2}^n < 0, V_{i+1/2, j-1/2}^n < 0) \quad (1.38)$$

ここに、

$$V_{i+1/2, j+1/2}^n = \frac{N_{i+1/2, j+1}^n + N_{i+1/2, j+1}^{n-2}}{h_{i+1/2, j+3/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+3/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1}} + \frac{N_{i+1/2, j}^n + N_{i+1/2, j}^{n-2}}{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n-1}} \quad (1.39)$$

$$\bar{N}_{i+1/2, j}^n = \frac{N_{i+1/2, j}^n + N_{i+1/2, j}^{n-2}}{2} \quad (1.40)$$

つぎに XDY について検討する。これには、2通りの差分化の方法について検討する。まず第1に、 $\partial(vM)/\partial y$ における v および M の配置を図1.4に示すようにとった場合を考える。この場合、 v の正負の符号に関係なく M の正負によってこれを輸送すべき v が決ってしまう。したがって、この差分スキームは v の正負で前進差分か後退差分をとるという原則からは逸脱するが、とりあえずこの差分スキームについて検討してみる。今、 vM_1 、 vM_2 および vM_3 をつぎのように定義する。

$$vM_1 = \begin{cases} V_{i+1/2, j-1/2}^n \bar{M}_{i, j-1/2}^n & (\bar{M}_{i, j-1/2}^n \geq 0) \\ V_{i-1/2, j-1/2}^n \bar{M}_{i, j-1/2}^n & (\bar{M}_{i, j-1/2}^n < 0) \end{cases} \quad (1.41)$$

$$vM_2 = \begin{cases} V_{i+1/2, j+1/2}^n \bar{M}_{i, j+1/2}^n & (\bar{M}_{i, j+1/2}^n \geq 0) \\ V_{i-1/2, j+1/2}^n \bar{M}_{i, j+1/2}^n & (\bar{M}_{i, j+1/2}^n < 0) \end{cases} \quad (1.42)$$

$$vM_3 = \begin{cases} V_{i+1/2, j+3/2}^n \bar{M}_{i, j+3/2}^n & (\bar{M}_{i, j+3/2}^n \geq 0) \\ V_{i-1/2, j+3/2}^n \bar{M}_{i, j+3/2}^n & (\bar{M}_{i, j+3/2}^n < 0) \end{cases} \quad (1.43)$$

$$vM_3 = \begin{cases} V_{i+1/2, j+3/2}^n \bar{M}_{i, j+3/2}^n & (\bar{M}_{i, j+3/2}^n \geq 0) \\ V_{i-1/2, j+3/2}^n \bar{M}_{i, j+3/2}^n & (\bar{M}_{i, j+3/2}^n < 0) \end{cases} \quad (1.44)$$

$$vM_3 = \begin{cases} V_{i+1/2, j+3/2}^n \bar{M}_{i, j+3/2}^n & (\bar{M}_{i, j+3/2}^n \geq 0) \\ V_{i-1/2, j+3/2}^n \bar{M}_{i, j+3/2}^n & (\bar{M}_{i, j+3/2}^n < 0) \end{cases} \quad (1.45)$$

$$vM_3 = \begin{cases} V_{i+1/2, j+3/2}^n \bar{M}_{i, j+3/2}^n & (\bar{M}_{i, j+3/2}^n \geq 0) \\ V_{i-1/2, j+3/2}^n \bar{M}_{i, j+3/2}^n & (\bar{M}_{i, j+3/2}^n < 0) \end{cases} \quad (1.46)$$

(1.41)~(1.46)式を用いて XDY を次式で定義する。

$$XDY = \left(\frac{vM_3 + vM_2}{2} - \frac{vM_2 + vM_1}{2} \right) / \Delta y \quad (1.47)$$

同様に、

$$YDX = \left(\frac{uN_3 + uN_2}{2} - \frac{uN_2 + uN_1}{2} \right) / \Delta x \quad (1.48)$$

ここに、

$$uN_1 = \begin{cases} U_{i-1/2, j+1/2}^n \bar{N}_{i-1/2, j}^n & (\bar{N}_{i-1/2, j}^n \geq 0) \\ U_{i-1/2, j-1/2}^n \bar{N}_{i-1/2, j}^n & (\bar{N}_{i-1/2, j}^n < 0) \end{cases} \quad (1.49)$$

$$uN_1 = \begin{cases} U_{i-1/2, j+1/2}^n \bar{N}_{i-1/2, j}^n & (\bar{N}_{i-1/2, j}^n \geq 0) \\ U_{i-1/2, j-1/2}^n \bar{N}_{i-1/2, j}^n & (\bar{N}_{i-1/2, j}^n < 0) \end{cases} \quad (1.50)$$

$$uN_2 = \begin{cases} U_{i+1/2, j+1/2}^n \bar{N}_{i+1/2, j}^n, & (\bar{N}_{i+1/2, j}^n \geq 0) \dots\dots\dots(1.51) \\ U_{i+1/2, j-1/2}^n \bar{N}_{i+1/2, j}^n, & (\bar{N}_{i+1/2, j}^n < 0) \dots\dots\dots(1.52) \end{cases}$$

$$uN_3 = \begin{cases} U_{i+3/2, j+1/2}^n \bar{N}_{i+3/2, j}^n, & (\bar{N}_{i+3/2, j}^n \geq 0) \dots\dots\dots(1.53) \\ U_{i+3/2, j-1/2}^n \bar{N}_{i+3/2, j}^n, & (\bar{N}_{i+3/2, j}^n < 0) \dots\dots\dots(1.54) \end{cases}$$

この方法で求めた慣性項の差分式を用いて破堤
 による氾濫計算を行なったところ、計算はある程
 度安定に行なわれるものの、三角形に近い氾濫形
 状を呈し、実験で得られているような円形状には
 ならなかった。これは、(1.47)および(1.48)式に
 おける vM_2 , uN_2 が XDY および YDX に反映されて
 おらず、換言すれば求めようとする流量フラク
 ス $M_{i,j+1/2}^{n+2}$ あるいは $N_{i+1/2,j}^{n+2}$ 前後のメッシュにお
 ける V^n および U^n の効果が及んでいないためだと

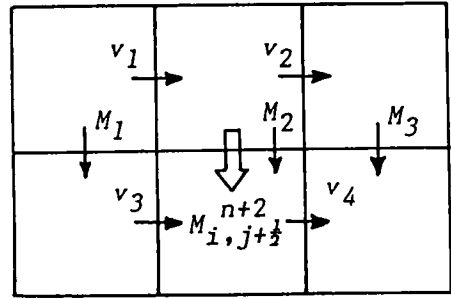


図1.5 XDY に関する変数の配置

考えられる。そこで、第2の方法として XDY および YDX について v および u をメッシュの境界線にとり (XDX や YDY を求めた場合との一貫性に欠けるが)、輸送される流量フラックスの前後における流速効果が及ぶように変数を図1.5の様に配置する。その際、 $M_1 \sim M_3$ および $v_1 \sim v_4$ を次式で定義する。

$$M_1 = \bar{M}_{i-1, j+1/2}^n, \quad M_2 = \bar{M}_{i, j+1/2}^n, \quad M_3 = \bar{M}_{i+1, j+1/2}^n \dots\dots\dots(1.55)$$

$$\left. \begin{aligned} v_1 &= \frac{2(N_{i-1/2, j}^n + N_{i-1/2, j}^{n-2})}{h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j-1/2}^{n-1}} \\ v_2 &= \frac{2(N_{i-1/2, j+1}^n + N_{i-1/2, j+1}^{n-2})}{h_{i-1/2, j+3/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+3/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n-1}} \\ v_3 &= \frac{2(N_{i+1/2, j}^n + N_{i+1/2, j}^{n-2})}{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n-1}} \\ v_4 &= \frac{2(N_{i+1/2, j+1}^n + N_{i+1/2, j+1}^{n-2})}{h_{i+1/2, j+3/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+3/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1.56)$$

同様に、 $N_1 \sim N_3$ および $u_1 \sim u_4$ を次式で定義する。

$$N_1 = \bar{N}_{i+1/2, j-1}^n, \quad N_2 = \bar{N}_{i+1/2, j}^n, \quad N_3 = \bar{N}_{i+1/2, j+1}^n \dots\dots\dots(1.57)$$

$$\left. \begin{aligned} u_1 &= \frac{2(M_{i, j-1/2}^n + M_{i, j-1/2}^{n-2})}{h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j-1/2}^{n-1}} \\ u_2 &= \frac{2(M_{i+1, j-1/2}^n + M_{i+1, j-1/2}^{n-2})}{h_{i+3/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} + h_{i+3/2, j-1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n-1}} \\ u_3 &= \frac{2(M_{i, j+1/2}^n + M_{i, j+1/2}^{n-2})}{h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n-1}} \\ u_4 &= \frac{2(M_{i+1, j+1/2}^n + M_{i+1, j+1/2}^{n-2})}{h_{i+3/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+3/2, j+1/2}^{n-1} + h_{i+1/2, j+1/2}^{n-1}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1.58)$$

つぎに、 XDY および YDX をとりあえず以下のようにおく。

$$XDY = \{ (vM)_f - (vM)_b \} / \Delta y \quad \dots\dots\dots(1.59)$$

$$YDX = \{ (uN)_f - (uN)_b \} / \Delta x \quad \dots\dots\dots(1.60)$$

ここに、 $(vM)_f$ および $(vM)_b$ はそれぞれ M_2, M_3, v_2, v_4 および M_1, M_2, v_1, v_3 から求まる運動量であり、 $(uN)_f$ および $(uN)_b$ はそれぞれ N_2, N_3, u_2, u_4 および N_1, N_2, u_1, u_3 から求まる運動量である。 XDY に関しては、風上差分によると $v_1 \sim v_4$ および $M_1 \sim M_3$ の各々の正負によって $(vM)_f$ および $(vM)_b$ はそれぞれ次のような場合が考えられる。

$$\left. \begin{aligned} (v_0M)_f &= (v_4M_2 + v_2M_3)/2 \quad (v_4 \geq 0, v_2 < 0, M_2 \geq 0, M_3 < 0) \\ &= (v_4M_3 + v_2M_2)/2 \quad (v_4 < 0, v_2 \geq 0, M_2 < 0, M_3 \geq 0) \\ &= v_4M_2 \quad (v_4 \geq 0, v_2 < 0, M_2 \geq 0, M_3 \geq 0 \text{ or } v_4 \geq 0, v_2 \geq 0, M_2 \geq 0, M_3: \text{任意}) \\ &= v_4M_3 \quad (v_4 < 0, v_2 \geq 0, M_2 \geq 0, M_3 \geq 0 \text{ or } v_4 < 0, v_2 < 0, M_2: \text{任意}, M_3 \geq 0) \\ &= v_2M_3 \quad (v_4 \geq 0, v_2 < 0, M_2 < 0, M_3 < 0 \text{ or } v_4 < 0, v_2 < 0, M_2: \text{任意}, M_3 < 0) \\ &= v_2M_2 \quad (v_4 < 0, v_2 \geq 0, M_2 < 0, M_3 < 0 \text{ or } v_4 \geq 0, v_2 \geq 0, M_2 < 0, M_3: \text{任意}) \\ &= 0 \quad (\text{上記以外の場合}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1.61)$$

$$\left. \begin{aligned} (v_0M)_b &= (v_3M_1 + v_1M_2)/2 \quad (v_3 \geq 0, v_1 < 0, M_1 \geq 0, M_2 < 0) \\ &= (v_3M_2 + v_1M_1)/2 \quad (v_3 < 0, v_1 \geq 0, M_1 < 0, M_2 \geq 0) \\ &= v_3M_1 \quad (v_3 \geq 0, v_1 < 0, M_1 \geq 0, M_2 \geq 0 \text{ or } v_3 \geq 0, v_1 \geq 0, M_1 \geq 0, M_2: \text{任意}) \\ &= v_3M_2 \quad (v_3 < 0, v_1 \geq 0, M_1 \geq 0, M_2 \geq 0 \text{ or } v_3 < 0, v_1 < 0, M_1: \text{任意}, M_2 \geq 0) \\ &= v_1M_2 \quad (v_3 \geq 0, v_1 < 0, M_1 < 0, M_2 < 0 \text{ or } v_3 < 0, v_1 < 0, M_1: \text{任意}, M_2 < 0) \\ &= v_1M_1 \quad (v_3 < 0, v_1 \geq 0, M_1 < 0, M_2 < 0 \text{ or } v_3 > 0, v_1 \geq 0, M_1 < 0, M_2: \text{任意}) \\ &= 0 \quad (\text{上記以外の場合}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1.62)$$

$(uN)_f$ および $(uN)_b$ についても同様の場合分けをすると以下のようになる。

$$\left. \begin{aligned} (uN)_f &= (u_4N_2 + u_2N_3)/2, (u_4 \geq 0, u_2 < 0, N_2 \geq 0, N_3 < 0) \\ &= (u_4N_3 + u_2N_2)/2, (u_4 < 0, u_2 \geq 0, N_2 < 0, N_3 \geq 0) \\ &= u_4N_2 \quad (u_4 \geq 0, u_2 < 0, N_2 \geq 0, N_3 \geq 0 \text{ or } u_4 \geq 0, u_2 \geq 0, N_2 \geq 0, N_3: \text{任意}) \\ &= u_4N_3 \quad (u_4 < 0, u_2 \geq 0, N_2 \geq 0, N_3 \geq 0 \text{ or } u_4 < 0, u_2 < 0, N_2: \text{任意}, N_3 \geq 0) \\ &= u_2N_3 \quad (u_4 \geq 0, u_2 < 0, N_2 < 0, N_3 < 0 \text{ or } u_4 < 0, u_2 < 0, N_2: \text{任意}, N_3 < 0) \\ &= u_2N_2 \quad (u_4 < 0, u_2 \geq 0, N_2 < 0, N_3 < 0 \text{ or } u_4 \geq 0, u_2 \geq 0, N_2 < 0, N_3: \text{任意}) \\ &= 0 \quad (\text{上記以外の場合}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1.63)$$

$$\left. \begin{aligned} (uN)_b &= (u_3N_1 + u_1N_2)/2, (u_3 \geq 0, u_1 < 0, N_1 \geq 0, N_2 < 0) \\ &= (u_3N_2 + u_1N_1)/2, (u_3 < 0, u_1 \geq 0, N_1 < 0, N_2 \geq 0) \\ &= u_3N_1 \quad (u_3 \geq 0, u_1 < 0, N_1 \geq 0, N_2 \geq 0 \text{ or } u_3 \geq 0, u_1 \geq 0, N_1 \geq 0, N_2: \text{任意}) \\ &= u_3N_3 \quad (u_3 < 0, u_1 \geq 0, N_1 \geq 0, N_2 \geq 0 \text{ or } u_3 < 0, u_1 < 0, N_1: \text{任意}, N_2 \geq 0) \\ &= u_1N_2 \quad (u_3 \geq 0, u_1 < 0, N_1 < 0, N_2 < 0 \text{ or } u_3 < 0, u_1 < 0, N_1: \text{任意}, N_2 < 0) \\ &= u_1N_1 \quad (u_3 < 0, u_1 \geq 0, N_1 < 0, N_2 < 0 \text{ or } u_3 \geq 0, u_1 \geq 0, N_1 < 0, N_2: \text{任意}) \\ &= 0 \quad (\text{上記以外の場合}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1.64)$$

流れのパターンが上記(1.61)～(1.64)式のどの組合せになるかを判断し、(1.59)式および(1.60)式が

らそれぞれ XDY および YDX を求めればよい。

以上で運動量式および水の連続式の差分化が完了したが、 XDY および YDX については第2番目の差分スキームを採用することにする。なお、慣性項の差分化を行なう際に、水深および流量フラックスにおのおの時間的に2ステップ前の値を用いて平均化を行なっているが、これは岩佐らの方法¹⁵⁾によるものであって、 leap-flog 法による安定な計算が可能であることが井上¹⁶⁾によって確認されている。

1. 2. 3 市街地の評価手法

市街地の家屋群中を氾濫水が通過する場合、家屋やその他の構造物などによる流水断面の変化により水位変化や流量変化が生じる。木造家屋の流失危険範囲やより正確な浸水深等を予測するためには、市街地家屋群の影響を考慮した氾濫計算が必要となる。従来、市街地や田畑、森林といった領域に各々適当な等価粗度係数や等価摩擦係数を与えて計算が行なわれてきた。例えば、Xanthopoulosら⁵⁾は市街地に対して $n=0.067$ 、耕作地には0.025、樹木地帯および低木地帯では各々0.040, 0.033といった粗度係数を与え、地表面の状態に応じた摩擦係数による抵抗を用いた計算を行なっている。相田¹⁷⁾は津波の陸上への遡上問題で、家屋群の遮蔽によるエネルギー損失を等価摩擦係数 f_e で与え、家屋の密集度が高い所などは $f_e=0.1$ を与えている。中川ら¹⁸⁾は、家屋の密集度の違いによって、その密集度に応じた適当な粗度係数を格子毎に与えることで家屋群の影響をある程度考慮した計算が行えることを示している。しかしながら、実際の氾濫の場合は種々の家屋密度をもっており、等価摩擦係数や等価粗度係数をどのように決めればよいかが問題となる。後藤ら¹⁹⁾は、定常流れの場で求められた構造物群中での流れの抵抗則を非定常場へ適用する際に、等価粗度係数を次式で評価している。

$$n_e = \frac{h^{4/3}}{2g l_1} \left(\frac{1}{c_e^2} - 1 \right) \dots\dots\dots (1.65)$$

ここに、 n_e ；等価粗度係数、 l_1 ；家屋群の最前列から縮流によるエネルギー損失が卓越する領域までの長さ、 c_e ；流量係数で、Froude数と縮流係数との関数で表わされる。同式において、非定常場への適用性の問題は別としても、 l_1 の決め方、家屋群の密集度や配置形態と l_1 との関係および l_1 の領域以外でのエネルギー損失の寄与のしかた等の問題が存在するものと思われるが、こういった形で流れの場の特性を数値計算に反映させる手法はこれまでに例がなく、それをある程度明らかにしたという意味において評価すべきであろう。

さて、実流域を対象とした氾濫計算を行なう場合、計算機的能力や経済性からみてある程度実用的なスケールの格子サイズを採らざるを得ない。そしてその格子内における家屋群の情報としては、家屋個数、面積、配置形態などが考えられる。これら全ての情報を流れの場に反映させた数値計算を行なうにはかなりの困難が伴うであろう。したがって、ここでは1格子内に占める家屋面積の割合から求まる平均的な通過率の概念を導入し、その格子に出入りする流量フラックスの補正を行なうという方法を採用した。すなわち、図1.6に示

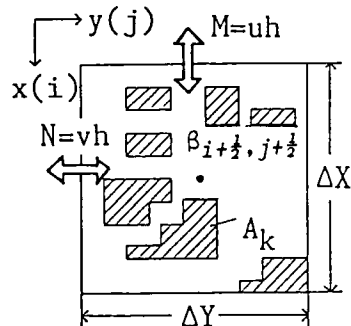


図1.6 通過率 β に関する定義図

すように、1家屋の規模に比して十分大きな格子内に家屋が分散して配置しているような場合を考え、メッシュ中央 $(i+1/2, j+1/2)$ で定義した通過率を次式で評価した。

$$\beta_{i+1/2, j+1/2} = \sqrt{1 - \sum_k A_k / \Delta x \Delta y} \dots\dots\dots (1.66)$$

ここに、 A_k は格子内に占める1家屋の面積である。この通過率を用いて次式のような流量フラックスの補正を行なった。

$$\tilde{M}_{i, j+1/2}^{n+2} = \beta_{a, j+1/2} M_{i, j+1/2}^{n+2} \begin{cases} M_{i, j+1/2}^{n+2} \geq 0 : a = i+1/2 \\ M_{i, j+1/2}^{n+2} < 0 : a = i-1/2 \end{cases} \dots\dots\dots (1.67)$$

$$\tilde{N}_{i+1/2, j}^{n+2} = \beta_{i+1/2, b} N_{i+1/2, j}^{n+2} \begin{cases} N_{i+1/2, j}^{n+2} \geq 0 : b = j+1/2 \\ N_{i+1/2, j}^{n+2} < 0 : b = j-1/2 \end{cases} \dots\dots\dots (1.68)$$

(1.67)および(1.68)式で補正された流量フラックスを連続式に代入すると、水深は次式で求まる。

$$\tilde{h}_{i+1/2, j+1/2}^{n+3} = \tilde{h}_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} - \frac{2\Delta t}{\Delta x} (\tilde{M}_{i+1, j+1/2}^{n+2} - \tilde{M}_{i, j+1/2}^{n+2}) - \frac{2\Delta t}{\Delta y} (\tilde{N}_{i+1/2, j+1}^{n+2} - \tilde{N}_{i+1/2, j}^{n+2}) \dots\dots\dots (1.69)$$

1. 2. 4 排水路網の評価手法

河川堤防の決壊によって堤内地に洪水氾濫が生じた場合、堤内地には市街地家屋群以外に、道路、鉄道などの線状の盛り土構造物や内水排除用の小河川網が輻輳して存在し、これらが氾濫水の進行方向、速度、浸水規模および氾濫範囲などに影響を及ぼすことは明かである。

排水路網に代表されるような小河川が氾濫場に存在するような場合の従来の氾濫計算モデルの一つに、排水路を単に地盤の低い格子として取り扱う方法^{15), 20), 21)}がある。この方法は排水路網が存在しない場に対する計算方法がそのまま一貫して使用できるという長所がある反面、排水路の幅規模の格子サイズを採る必要があるため、総格子数が増大して計算時間が長大になるという欠点もある。一方、排水路を一般の計算格子と区別し、そのまま水路として取り扱う方法も考えられている。その際、排水路を格子の辺に沿わせて配置する場合⁷⁾と格子の内部に配置する場合¹⁶⁾がある。井上¹⁶⁾によると前者の方法では一般格子と排水路の規模が極端に異なることが原因して、計算の安定性に厳しい条件が加わることや、実際に計算した結果、水面が水平に近く、氾濫水がほとんど流動していないような時でもかなり大きい流速が排水路内にまだ残っているというような実際には考えにくい結果しか得られていない。しかし実際には水深が氾濫域で排水路の深さに比べてかなり大きくなれば、排水路の存在は事実上考えなくてよいはずであり、そのように計算法を改良するためには、排水路を格子の辺ではなく格子の中に含めることが必要である、と指摘している。

排水路を格子の内部に配置する方法は、各格子に与えられた水位－湛水量の関係から水位、水深が求められ、排水路に対して別の方程式をたてなくても、氾濫計算と同一の方程式系で排水路と一般格

子の計算ができる。しかしながら、排水路が堤防を有する場合には、氾濫初期には格子内の水が排水路堤防で分断され、排水路とそれを含む格子とで水面が不連続になり、水位－湛水量曲線が一価関数とはならず、もはや水位あるいは水深を一意的に求めることができなくなるばかりでなく、氾濫方向がこのような比較的低い排水路堤防によっても大きく異なってくる。このことは、いままで水没していた堤防が水面から露出してくる減水期においても同様である。

本研究においては、排水路を格子に沿わせて配置する岩佐らの方法¹⁵⁾を用い、排水路内の連続式と、〔排水路－一般格子〕間の横流入流出量について修正・改良を加えている。

(1) 排水路内の流れに関する基礎式

格子周囲に排水路を有しないような一般格子における氾濫計算には、1. 2. 1で示した二次元平面流れに関する連続式、 x および y 方向の運動量保存式を用いる。排水路内流速の計算は岩佐ら¹⁵⁾と同様に次式の運動方程式を用いる。

$$-\frac{\partial(h_d+z_d)}{\partial x} = \frac{n_d^2 v_{dx} |v_{dx}|}{h_d^{4/3}} \dots\dots\dots (1.70)$$

$$-\frac{\partial(h_d+z_d)}{\partial y} = \frac{n_d^2 v_{dy} |v_{dy}|}{h_d^{4/3}} \dots\dots\dots (1.71)$$

ここに、 n_d ; 排水路内のManningの粗度係数、 v_{dx} および v_{dy} ; それぞれ x および y 方向の排水路内流速、 h_d ; 排水路内の水深、 z_d ; 排水路内の地盤高である。なお、排水路内の水の連続式については、次項で検討する。

排水路が格子線上にある場合、排水路への流出流量フラックスあるいは排水路からの流入流量フラックスは、越流公式等を用いて求める。すなわち、図1.7において、

$$h_1 = h_U + z_{bU} - Z1X \dots\dots\dots (1.72)$$

$$h_3 = h_d + z_d - Z1X \dots\dots\dots (1.73)$$

$$h_2 = h_D + z_{bD} - Z2X \dots\dots\dots (1.74)$$

$$h_4 = h_d + z_d - Z2X \dots\dots\dots (1.75)$$

とおく。ここに、 h_U ; 排水路北側 (x 軸に対して上流側) の一般格子内水深、 h_D ; 排水路南側 (x 軸に対して下流側) の一般格子内水深、 z_{bU} ; 排水路北側の一般格子の地盤高、 z_{bD} ; 排水路南側の一般格子の地盤高、 $Z1X$; 排水路北側の堤防の基準面からの高さ、 $Z2X$; 排水路南側の堤防の基準面からの高さである。ここで、 $h_1 \geq h_{th}$ かつ $h_4 \geq h_{th}$ あるいは $h_2 \geq h_{th}$ かつ $h_3 \geq h_{th}$ のとき、河道水は排水路堤防よりも高い水位にあるが、高い水位の格子から排水路を隔てて低い方の水位の格子への水の輸送を考えると、従来の方法では一旦堤防を越流等横流入して河道に入り、河道からまた越流等横流出して堤内地に流入するというプロセスを経ると考えているものと思われるが、このような考え方では、水路を隔てて輸送される水に対する慣性効果や非線形効果を見逃すことになるので、氾濫水の挙動を説明し難いと思われる。このような場合、排水路の存在がもはやそれほど重要でないと考え、排水路が無いものとして排水

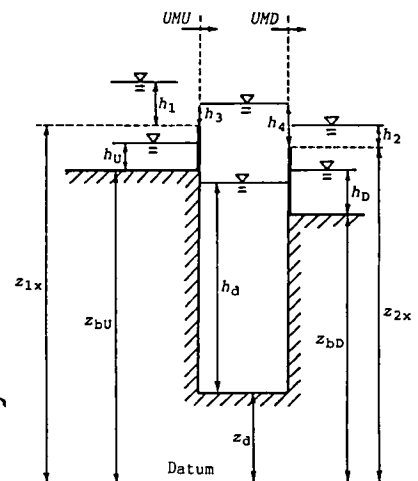


図1.7 両岸に堤防を有する排水路の定義図

路をはさんだ両方の一般格子で氾濫計算と同じ取り扱いができるものとする。そのとき、氾濫水あるいは河道水がどの程度堤防を越流しているか、すなわち h_{th} がどの程度であればこのような取り扱いが可能であるかは重要な問題であるが、不明な点も多いのでここでは氾濫水の先端条件と同じ threshold 水深を便宜的に用いることにする。すなわち、 $h_{th} = 0.001\text{m}$ とする。

上記以外の場合は、河道水位と堤内地水位との関係で、完全越流する場合と潜り越流する場合が考えられる。すなわち、排水路北側の堤防を越流する単位幅流量 UMU に関しては、

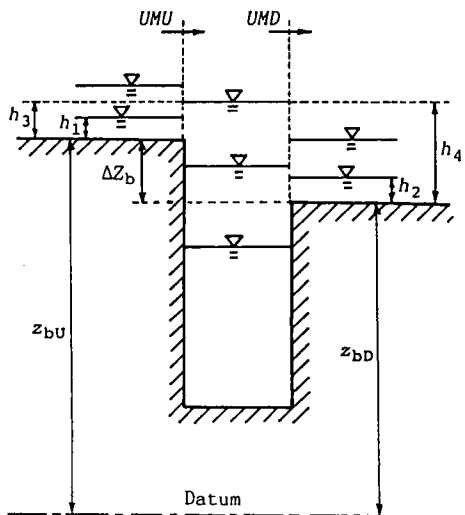


図1.8 堤防を有しない排水路の定義図

(a) $h_1 \geq h_3$ のとき

$$2h_1 \geq 3h_3 \text{ ならば } UMU = \mu_1 h_1 \sqrt{2gh_1} \dots\dots\dots (1.76)$$

$$2h_1 < 3h_3 \text{ ならば } UMU = \mu_2 h_3 \sqrt{2g(h_1 - h_3)} \dots\dots\dots (1.77)$$

(b) $h_1 < h_3$ のとき

$$2h_3 \geq 3h_1 \text{ ならば } UMU = -\mu_1 h_3 \sqrt{2gh_3} \dots\dots\dots (1.78)$$

$$2h_3 < 3h_1 \text{ ならば } UMU = -\mu_2 h_1 \sqrt{2g(h_3 - h_1)} \dots\dots\dots (1.79)$$

排水路南側の堤防を越流する単位幅流量 UMD に関しても同様に、

(c) $h_2 \geq h_4$ のとき

$$2h_2 \geq 3h_4 \text{ ならば } UMD = -\mu_1 h_2 \sqrt{2gh_2} \dots\dots\dots (1.80)$$

$$2h_2 < 3h_4 \text{ ならば } UMD = -\mu_2 h_4 \sqrt{2g(h_2 - h_4)} \dots\dots\dots (1.81)$$

(d) $h_2 < h_4$ のとき

$$2h_4 \geq 3h_2 \text{ ならば } UMD = \mu_1 h_4 \sqrt{2gh_4} \dots\dots\dots (1.82)$$

$$2h_4 < 3h_2 \text{ ならば } UMD = \mu_2 h_2 \sqrt{2g(h_4 - h_2)} \dots\dots\dots (1.83)$$

と表わせる。ここに、 μ_1 および μ_2 はそれぞれ完全越流時および潜り越流時の流量係数である。

排水路側岸に堤防が無い場合は、越流公式の代わりに段落ちあるいは段上がり公式を用いて横流入流量を求めればよい。いま図1.8に示すような場合を考える。

(e) $h_4 < 0$ のとき

$$h_1 \geq h_{th} \text{ ならば } UMU = \mu'_1 h_1 \sqrt{2gh_1} \dots\dots\dots (1.84)$$

$$h_2 \geq h_{th} \text{ ならば } UMD = -\mu'_2 h_2 \sqrt{2gh_2} \dots\dots\dots (1.85)$$

(f) $h_{th} < h_4 < \Delta z_b + h_{th}$ のとき

$$h_1 \geq h_{th} \text{ ならば } UMU = \mu'_1 h_1 \sqrt{2gh_1} \dots\dots\dots (1.86)$$

$$h_2 \geq h_4 \text{ ならば } UMD = -\mu'_2 h_4 \sqrt{2g(h_2 - h_4)} \dots\dots\dots (1.87)$$

$$h_2 < h_4 \text{ ならば } UMD = \mu'_2 h_2 \sqrt{2g(h_4 - h_2)} \dots\dots\dots (1.88)$$

(g) $h_4 \geq \Delta z_b + h_{th}$ のとき、排水路が無いものとして氾濫計算に組み込む

ここに、 μ'_1 および μ'_2 ;それぞれ段落ちおよび段上り流れの流量係数、 $\Delta z_b = z_{bu} - z_{bd}$ である。

以上、 x 方向成分について述べたが、排水路が南北方向 (x 軸方向) に存在する場合も同様に、排水路西側の堤防を越流する単位幅流量 VNU 、および排水路東側の堤防を越流する単位幅流量 VND 等、 y 方向成分も簡単に求められるがここでは省略する。

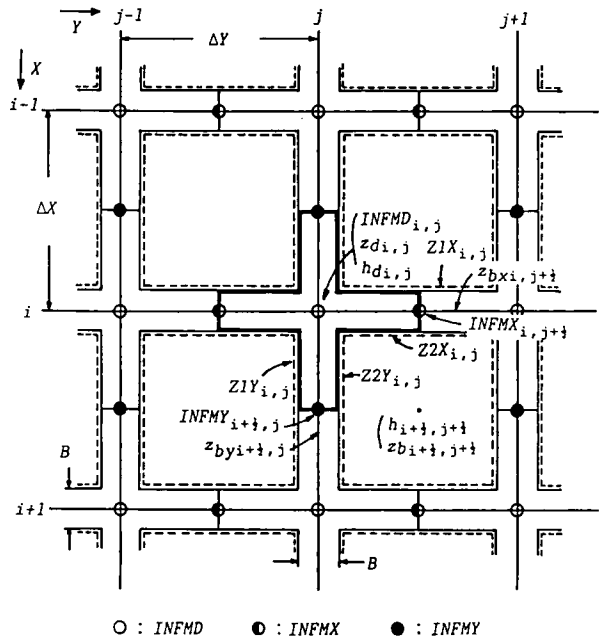
(2) 差分式

図1.9に排水路のコントロールボリュームと排水路内の計算に必要な変数の配置を示す。ここに、 $INFMD_{ij}$;格子線の交点が排水路であるかどうかの情報、 $INFMX_{i,j+1/2}$;東西方向の格子線が堤防、段落ちあるいは何もないかの情報、 $INFMY_{i+1/2,j}$;南北方向の格子線が堤防、段落ちあるいは何もないかの情報、 B ;排水路の幅(ここでは一定とする)、 z_{bx}

および z_{by} ;それぞれ東西(y 軸方向)および南北(x 軸方向)に延びる道路などの線状構造物の地盤高である。排水路のコントロールボリュームは図に示すように十字型にとっており、これも修正点の一つである。このようなコントロールボリュームを用いたとき、排水路内の水の連続式を差分化すると次式となる。

$$\begin{aligned} & \frac{h_{di,j}^{n+3} - h_{di,j}^{n+1}}{2\Delta t} + \\ & \frac{v_{dx,i+1/2,j}^{n+2} (h_{di,j}^{n+1} + h_{di+1,j}^{n+1})/2 - v_{dx,i-1/2,j}^{n+2} (h_{di,j}^{n+1} + h_{di-1,j}^{n+1})/2}{\Delta x + \Delta y - B} \\ & + \frac{v_{dy,i,j+1/2}^{n+2} (h_{di,j}^{n+1} + h_{di,j+1}^{n+1})/2 - v_{dy,i,j-1/2}^{n+2} (h_{di,j}^{n+1} + h_{di,j-1}^{n+1})/2}{\Delta x + \Delta y - B} \\ & = \frac{Q_{i,j}}{B(\Delta x + \Delta y - B)} \dots\dots\dots (1.89) \end{aligned}$$

ここに、 Δx および Δy ;空間差分間隔、 Δt ;時間差分間隔、 $Q_{i,j}$;(i, j) 地点における排水路の横流入流量の総和である。 v_{dx} 、 v_{dy} などは図1.10に示すような配置になっている。上式で $Q_{i,j}$ が求めれば排水路内水深 h_d が計算される。ただし、排水路の形は常に十字型とは限らないので、すべての16通りのパターンに分けてそのコントロールボリューム



○ : INFMD ◐ : INFMX ● : INFMY
図1.9 排水路に関する変数の配置とコントロールボリューム

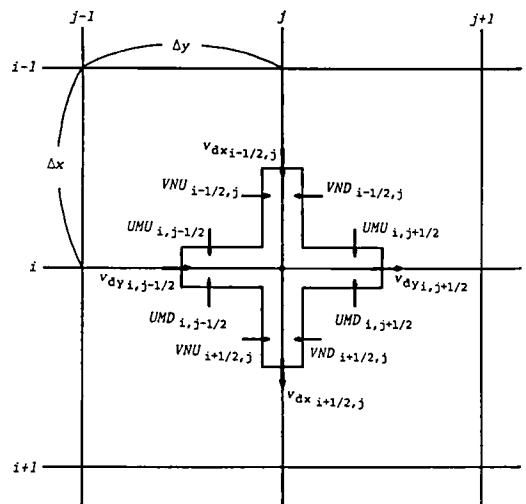


図1.10 排水路横流入に関する定義図

ムを定義する。そのとき、その形に応じて Q_{ij} も変化するが、一般には、 Q_{ij} は次式で求められる。

$$Q_{ij} = \frac{\Delta y - B}{2} (UMU_{ij-\frac{1}{2}} - UMD_{ij-\frac{1}{2}} + UMU_{ij+\frac{1}{2}} - UMD_{ij+\frac{1}{2}}) \\ + \frac{\Delta x - B}{2} (VNU_{i-\frac{1}{2},j} - VND_{i-\frac{1}{2},j} + VNU_{i+\frac{1}{2},j} - VND_{i+\frac{1}{2},j}) \dots\dots\dots (1.90)$$

排水路内での流速に関する(1.70)および(1.71)式の運動方程式を差分化すると、それぞれ次式となる⁷⁾。

x 方向

$$v_{dx+\frac{1}{2},j}^{n+2} = \text{sign}(h_{di,j}^{n+1} + z_{di,j} - h_{di+1,j}^{n+1} - z_{di+1,j}) \frac{1}{n_d} \left(\frac{h_{di,j}^{n+1} + h_{di+1,j}^{n+1}}{2} \right)^{\frac{3}{2}} \left| \frac{h_{di,j}^{n+1} + z_{di,j} - h_{di+1,j}^{n+1} - z_{di+1,j}}{\Delta x} \right|^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (1.91)$$

y 方向

$$v_{dy,i+j+\frac{1}{2}} = \text{sign}(h_{di,j}^{n+1} + z_{di,j} - h_{di,j+1}^{n+1} - z_{di,j+1}) \frac{1}{n_d} \left(\frac{h_{di,j}^{n+1} + h_{di,j+1}^{n+1}}{2} \right)^{\frac{3}{2}} \left| \frac{h_{di,j}^{n+1} + z_{di,j} - h_{di,j+1}^{n+1} - z_{di,j+1}}{\Delta y} \right|^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (1.92)$$

ここに、 $\text{sign}(x)$ は x の符号を表す。

排水路網の評価手法に関する検討は以上であるが、一般格子線上に鉄道や道路などの線状構造物を配置する場合や、河道格子と一般格子とを区別せずに同じ取り扱い（氾濫計算）ができて両岸に堤防がある場合等には、ここで述べた方法を導入することにより線状構造物の存在を考慮した解析ができる。

1. 3 市街地における洪水氾濫水の挙動に関する実験的検討^{12), 22)}

1. 3. 1 実験装置および実験方法

実験装置は図1.11に示すような1.84m四方の水平に設置した発泡スチロール製の氾濫台とその一辺に幅20cmのゲートを架設した貯水槽から成っている。氾濫台上に縦2.5cm、横2.5cm、高さ3cmのウレタン製のブロックを格子状に配置し、これを市街地家屋群とみなして、ゲートを瞬時に引き上げて市街地家屋群中での破堤氾濫を模擬した。ブロックの配置の仕方で無数の家屋配置形態が考えられるが、いたずらに複雑な配置形態を採るのも得策ではなく、配置個数による密集度の違いによる氾濫形態の特性を明らかにすることが目的であるため、その目的に則した配置形態を考えることにし、ここでは1格子に占めるブロック面積の割合を評価し易いよう、簡単のためこのような格子状の配置を採用した。

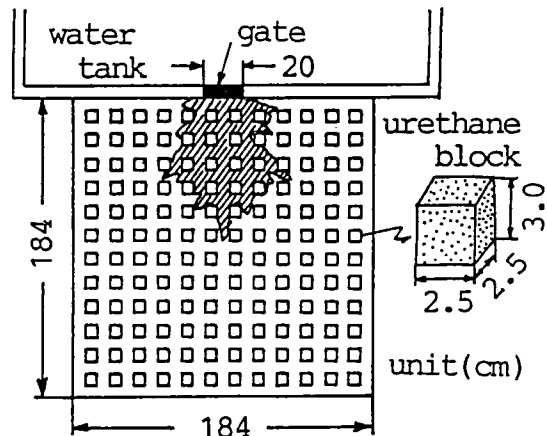


図1.11 市街地模型に関する実験装置

測定項目は、氾濫形状の時間変化および破堤口中心線上の破堤口から 0cm, 50cm, 100cmおよび150

cmの4地点における水深の時間変化である。氾濫形状の時間変化はビデオカメラで撮影し、水深の時間変化は4台のサーボ式水位計で計測した。なお、水位データは125Hzのサンプリング速度でデータレコーダに収録した。

破堤口における流入流量のハイドログラフを以下のようにして求めた。すなわち、破堤口前面においてサーボ式水位計で水深を求め、同時に、破堤口上流から破堤口付近にかけてトレーサーを流してそれを高速度カメラで撮影し、画像解析により表面流速を求め、これと水深および破堤幅を乗じて破堤口から堤内地への流出流量を求めた。この方法で得られた破堤口からの流出流量ハイドログラフと水深を図1.12に示す。ただし、表面流速を用いて求めた流量は実際の流量より過大に見積られている可能性があるが、破堤口付近では破堤初期には底面摩擦がほとんど無視できると考えられるのでこのような方法でもある程度の精度で適用可能であると思われる。

実験条件を表1.1に示す。ここでは、氾濫台上に家屋群を配置しないCASE 1、ブロック間隔 B が5.5cmおよび10.5cmのCASE 2およびCASE 3の3ケースを対象としている。なお、貯水槽内の初期水深 H_0 は全てのケースについて5cm、破堤幅 B_0 は20cmであり、氾濫台上に流出した氾濫水は台の縁に達すると段落ち流れとなる。

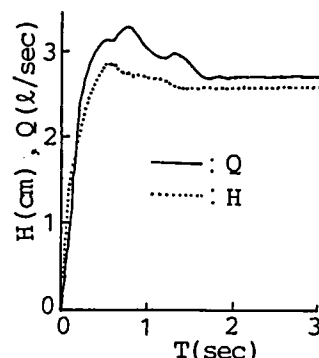


図1.12 破堤口からの流出ハイドログラフと破堤口における水深の時間変化

表1.1 家屋群が存在する場合における洪水氾濫に関する実験条件

$B_0=20$ cm	CASE	B (cm)
$H_0= 5$ cm	1	
$i = 0$	2	5.5
$n=0.01$	3	10.5

1. 3. 2 実験結果と数値シミュレーション結果との比較・検討

計算条件を表1.2に示す。CASE Aの計算は、CASE 1の実験に対応しており、家屋ブロックを配置していない場合である。CASE Bの計算は、家屋ブロック（市街地家屋群）の影響を考慮するために全て

表1.2 家屋群が存在する場合における洪水氾濫に関する計算条件

CASE	B (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	n ($m^{-1/3}sec$)	β	Remarks
A	—	4.0	4.0	0.01	1.00	No House Blocks
B	—	4.0	4.0	0.02 0.05	—	
C	5.0	2.5	2.5	0.01	—	Mesh Size Equal to Block Size
D	10.0	5.0	5.0	0.01 0.04	—	For the Meshes with Blocks For the Meshes with no Blocks
E	5.0	5.0	5.0	0.01	0.87 1.00	For the Meshes with Blocks For the Meshes with no Blocks
F	10.0	5.0	5.0	0.01	0.87 1.00	For the Meshes with Blocks For the Meshes with no Blocks

の格子の粗度係数を0.01から0.02および0.05と大きくした場合である。CASE Cは実験のCASE 2に対応しており、ブロック1個の大きさを格子の大きさに採った場合である。CASE Dは実験のCASE 3に対応しており、空間差分間隔をブロックの大きさの2倍に採った場合である。そして、1格子内にブロックが存在する場合にはその格子だけ粗度係数を0.04と大きく採り、ブロックが存在しない格子に対しては粗度係数を0.01のままにした場合である。CASE Eは実験のCASE 2に対応しており、家屋ブロックの評価手法として1. 2. 3で述べた通過率を用いた場合である。すなわち1格子 ($\Delta x = \Delta y = 5\text{cm}$) 内にブロックが存在するとブロックは2.5cm四方であるのでその格子の通過率 β を0.87 ($=\sqrt{1-0.25}$) とし、ブロックを含んでいない格子の通過率を1.0とした場合である。CASE Fは実験のCASE 3に対応しており、CASE Eと同様に通過率を用いた場合である。

図1.13(a)~(f)は表1.2の各ケースの破堤後1秒、2秒および3秒の氾濫形状と破堤口中心線上の水面形に関する実験値と計算値とを比較したものである。なお、CASE Bについては計算値のみである。図1.13(a)のCASE Aでは計算値が若干中膨らみの拡がり方をしているが、実験値同様ほぼ円形状に拡がる事が再現されており、一様場における本計算手法の妥当性が認められる。図1.13(b)のCASE Bは全ての格子の粗度係数を0.02および0.05とした場合の計算結果である。これより、粗度係数を全ての格子で大きくしただけでは、図1.13(c)の実験値に示したような三角形の拡がり方をせず、粗度係数が大きくなるにつれて半円形の氾濫形状となり、家屋などの構造物の影響が適切に反映された計算ができないことがわかる。図1.13(c)に示したCASE Cでは実験値はブロックの影響で三角形の氾濫形状をしている。これは、破堤口付近でブロックによる遮蔽が小さい方向に氾濫水が拡がり易いためである。計算値は、ブロックに対して流水は不透過であるという条件を用いているにもかかわらず、個々のブロックが考慮される格子サイズであるため、実験値と同様三角形に拡がり、水面形は不透過の条件のためか、実験値より少し大きくなっているが比較的一致していると言えよう。しかしながら、個々のブロックを考慮すると格子サイズが小さくなって総格子数が増大し、時間的、経済的に不利である。図1.13(d)のCASE Dの計算値は実験値よりも拡がり方が若干大きいことおよび斜め方向への舌状の氾濫形状になっていないことなどがあるものの、図1.13(b)のように半円形状ではなく、実験値に近い拡がり方をしている。CASE Dのように粗度係数を計算対象領域内で部分的に変えて氾濫計算を行なうことである程度効率的に実験結果を再現できることがわかった。しかし、粗度係数の値をどの様に決定すればよいのかは不明であり、かなり難しい問題である。通過率を導入して解析した結果が図1.13(e)のCASE Eである。計算値も実験値同様三角形の氾濫形状となっており、両者はかなり良く一致している。また、水深についても両者はほぼ一致している。図1.13(f)に示したCASE Fでは x 方向のフロントの進行速度に関しては実験値と計算値は良く一致しているが、 y 方向のそれは計算値の方が速くなっている。また、実験では斜め方向に舌状の拡がりが見られるが計算ではこれが再現できていない。これは、実験では斜め方向に形成される流路の遮蔽効果が小さく、フロントの斜め方向の進行が大きくなるのに対し、計算では斜め方向の流路といった空間の存在が考慮されておらず、平均的な通過率で表現されているためであると思われる。したがって、通過率の取り扱いに関して、 x 方向、 y 方向あるいは斜め方向に流路が形成されて流水がその方向へ進行しやすくなるといった流れの場の情報を与えて、これが反映されるような計算をする必要があろう。しかしながら、計算値は実験値を包絡するような拡がり呈しており、上述したような改善されるべき問題点はあるものの、

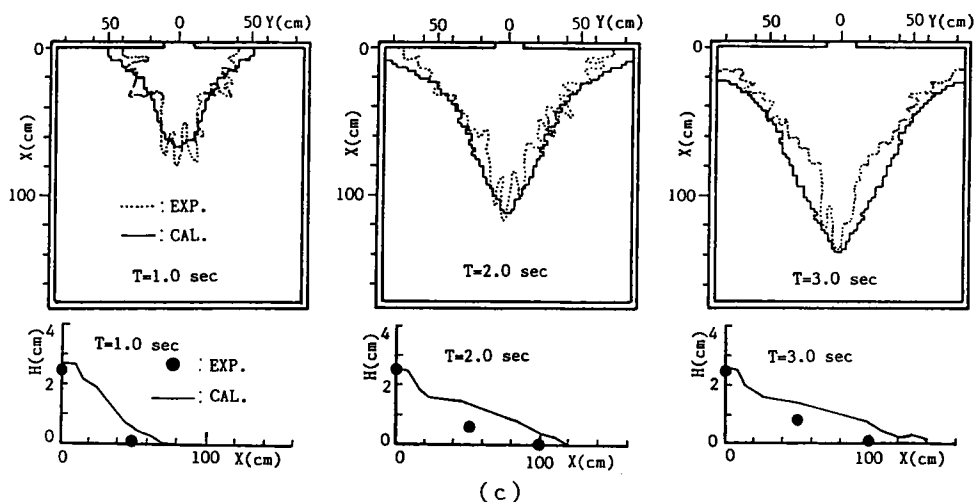
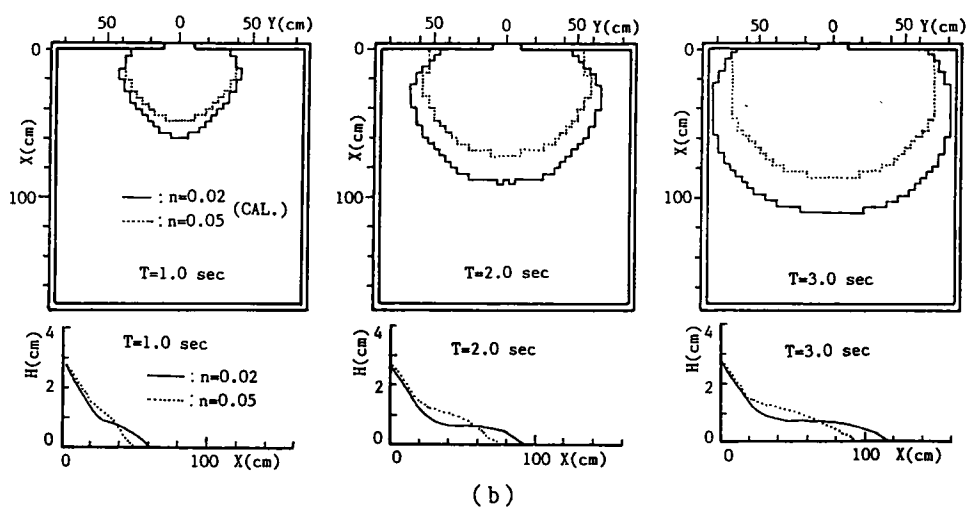
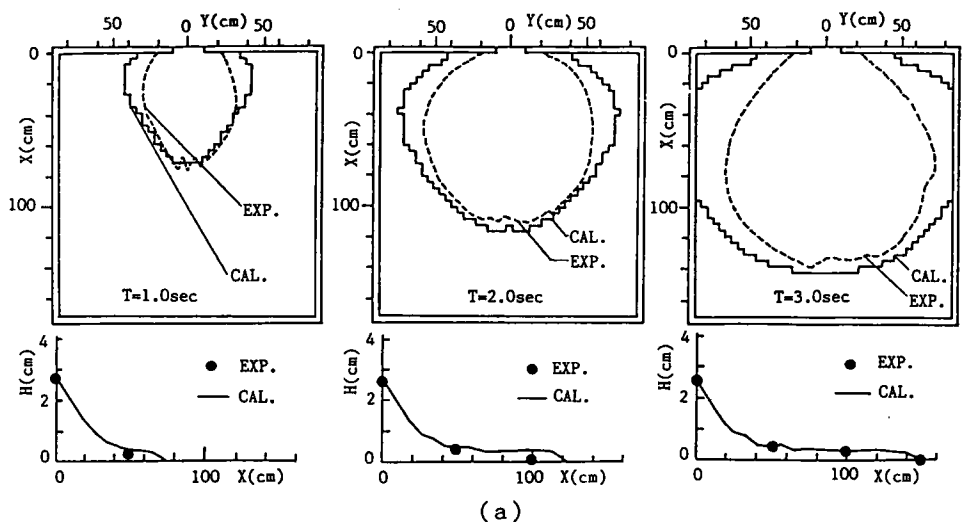


図1.13(a)～(f) 氾濫形状と破堤口中心線上の水面形に関する実験値と計算値との比較

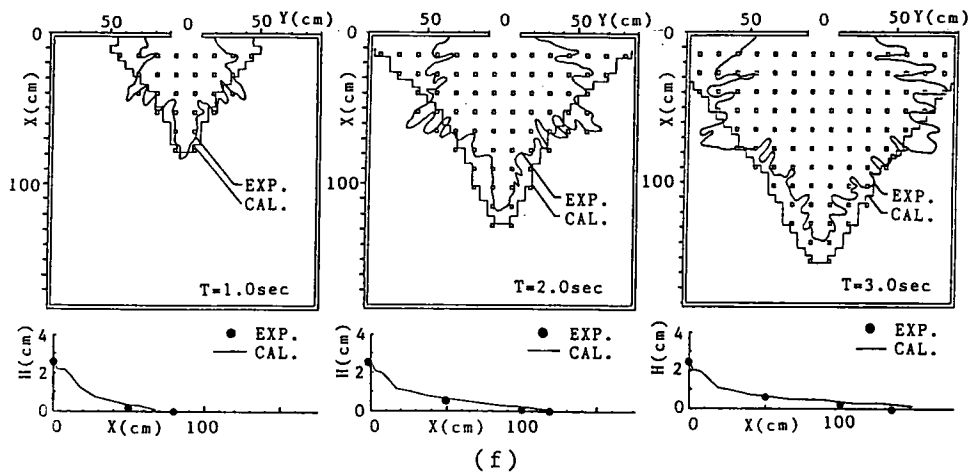
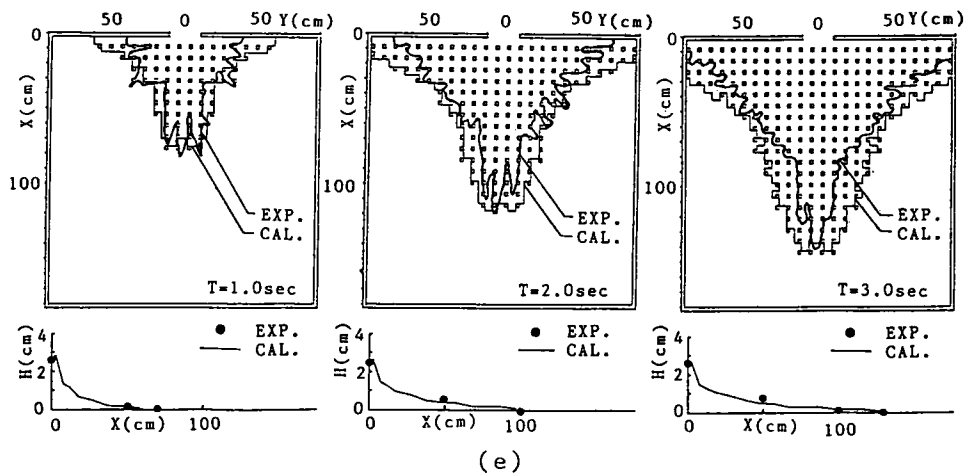
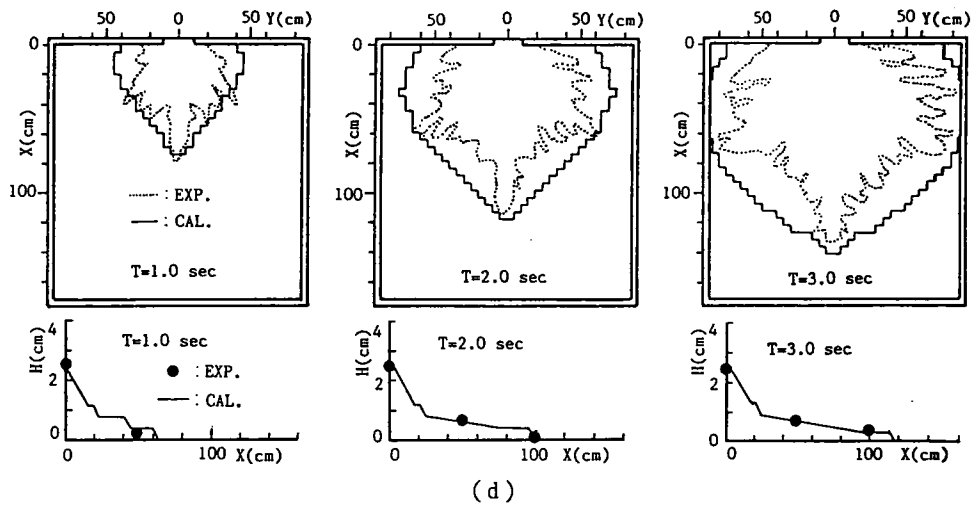


図1.13(a)～(f) 氾濫形状と破堤口中心線上の水面形に関する実験値と計算値との比較(続き)

1. 4 排水路網が存在する場合における洪水氾濫水の挙動に関する実験的検討¹³⁾

氾濫台は図1.14に示すように1辺が170cmの正方形形状をしており、その中に幅1.4cm、深さ1.5cm、兩岸堤内地盤上に0.5cmの高さの堤防を有する排水路網が配置されている。氾濫台は対角線方向に1/500の勾配がつけてあるが、各格子の中央、排水路床および兩岸の堤防の標高をレベル測量し、計算ではこれらの実測値を用いている。氾濫台の四方は氾濫水が越流流出しない程度の堤防で囲ってある。図中のA点には幅10cmの破堤口を設けこれと接続した一次元水路にポンプで給水することによって氾濫を生起させる。また、BおよびC点には排水路への給水口が設けてあり、ここへ一定流量の水が小型ポンプによって供給されるようになっている。排水路下流端のP6, P7, P8各点は段落ちによる流出条件になっているが、実験条件によってはここに水槽を設け、水槽からのoverflowによって排水路の水が流出するような場合も考慮した。さらに、氾濫した水が氾濫台上から流出するように、P9点に幅10cmの排水口が設けてある。

Water Supply

Pump

Flume

Water Supply

Breach Point

Water Tank

Bank

P1

P2

Flood Plain

Bank

P6

Water Supply

Water Tank

Bank

Drainage Channel

P3

P4

P5

Outflow Point

P8

P9

170 cm

170 cm

図1.14 排水路網が存在する場合における
洪水氾濫に関する実験装置

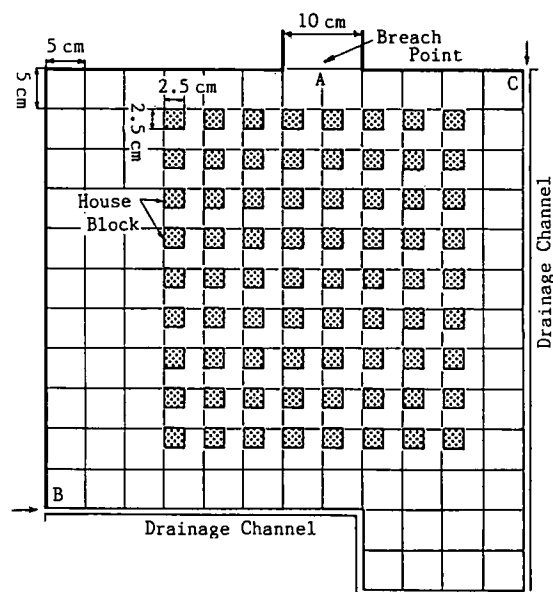


図1.15 家屋ブロックの配置図

表1.3 排水路網が存在する場合における洪水氾濫に関する実験条件

CASE NO.	Initial Flow Condition in Drainage Channel	Surface Condition of the Flood Plain	Outflow Condition of the Drainage Channel
CASE-1	Dry Bed Type	No House Blocks	Step Down Type
CASE-2	Steady Flow Type	No House Blocks	Step Down Type
CASE-3	Dry Bed Type	House Blocks	Step Down Type
CASE-4	Steady Flow Type	House Blocks	Step Down Type
CASE-5	Steady Flow Type	No House Blocks	Overflow Type

流入流量は、給水直後は流れが非定常であるので破堤口に設けたサーボ式水位計から得られる水深とビデオカメラによる撮影で得られたトレーサーの表面流速とを乗じて求めた。ただし、氾濫初期には破堤口付近の流れは、Froude数が1.1~1.2程度の射流であり、表面流速を用いると若干過大に流量を評価してしまうことになるが、定常時におけるポンプの流量とこの方法で求めた流量が概ね一致したので、この方法を採用した。なお、サーボ式水位計の出力はペンレコーダーでモニタリングしながら20Hzでパソコンのディスクに収録した。

実験条件は、破堤口付近に市街地を想定して2.5cm四方のアクリライト製の家屋ブロックを図1.15に示したように配置した場合と配置しない場合、排水路に予め水を流しておく場合と流さない場合、排水路下流端が段落ち流れになっている場合と貯

水槽を架設して排水機能を低下させた場合などの組合せで表1.3に示すような5ケースの実験を行った。排水路へ給水する場合の流量はB点で20cc/sec、C点で27cc/secであり、各ケースとも測定時間は180秒である。なお、破堤口におけるCASE 1およびCASE 3の流出流量と水深の時間変化を図1.16に示す。ただし、同図に見られる振動はサーボ式水位計の針の振動である。

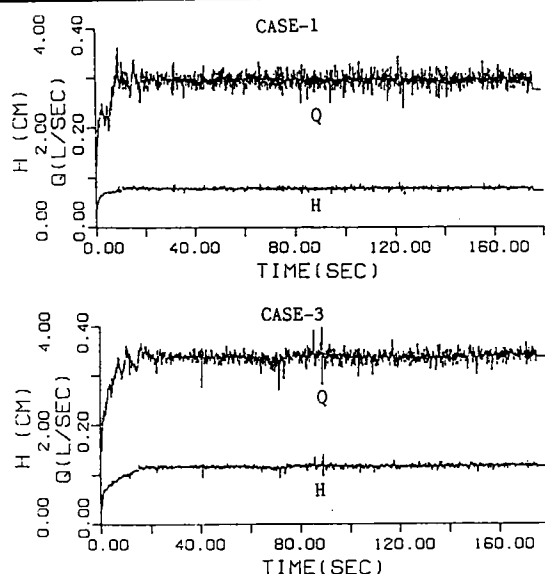


図1.16 破堤口からの流出ハイドログラフと破堤口における水深の時間変化

1. 4. 2 実験結果と数値シミュレーション結果との比較・検討

数値計算を実行するにあたり、破堤口における流入境界条件として、図1.16に示した流量ハイドログラフをそのまま使い、排水路流入端における流量は横流入流量として取り扱った。排水路の下流端条件としては、排水路に水を予め流しておくCASE 2,4,5ではサーボ式水位計から得られた水深を用い、その他のケースの排水路下流端および排水口では段落ち流れの条件を用いた。一般格子においては、 $\Delta x = \Delta y = 5\text{cm}$ 、 $\Delta t = 1/500\text{sec}$ とし、排水路に対しては $\Delta t = 1/1000\text{sec}$ として排水路の計算を2回行なったから次の一般格子の計算を行なった。Manningの粗度係数は一般格子および排水路とも $n=0.01$ とした。完全越流時および潜り越流時の流量係数はそれぞれ0.35および0.91とし、段上がりおよび段落ち時の流量係数は両者とも1.0とした。また、家屋ブロックを配置したCASE 3およびCASE 4ではブロッ

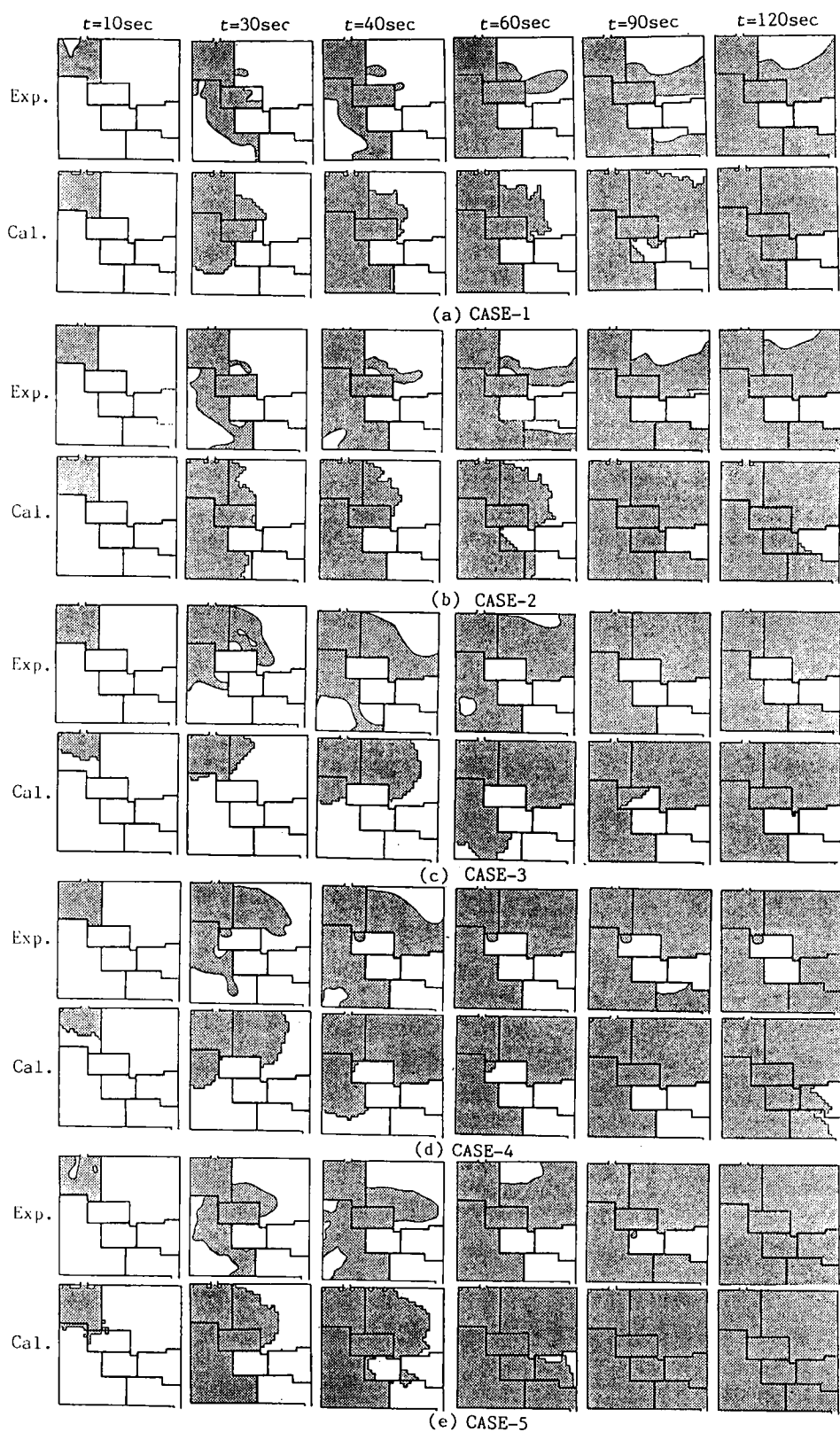


図1.17(a)~(e) 排水路網が存在する場合における氾濫水の挙動に関する実験値と計算値との比較

クの影響を考慮するため、通過率による流量フラックスの補正を行なっている。

図1.17(a)~(e)は、各ケースにおける氾濫形状の時間変化に関する実験値と計算値を比較したものである。排水路に水を流しておかないCASE 1と予め水を流しておくCASE 2とはCASE 1の $t=120\text{sec}$ とCASE 2の $t=90\text{sec}$ の実験値とがほぼ同じ氾濫形状を呈し、CASE 2の方が早く拡がり易くなっている。計算結果からも同様のことが認められる。また、家屋ブロックを配置した場合は、実験ではブロックを配置した区域の水深が大きくなり、排水路堤防を越流して隣の領域にまで氾濫し易くなっているが、計算でもこのことが再現できている。現実的ではないかもしれないが、排水路下流端付近では段落状態よりもむしろ水面勾配がほとんどついていないような状態であると考えて排水路の流下能力を低下させたCASE 5では、排水路から堤内地への氾濫がかなり上流の方で生じていることが実験および計算で再現されている。これらの図より、排水路網が存在する場合における氾濫水の拡がりに関する実験結果をここで提示した方法である程度再現できることがわかる。しかしながら、全ケースについて実験値では氾濫水は地盤の低い方に流下しながら拡がっているのに対し、計算値は氾濫水全体に拡がり易くなっていることや、実験では全く冠水していない領域がでていのに計算ではその部分が冠水しているなど、若干両者には違いもみられる。この原因としては、実験上の問題として、実験のスケールが小さいために、とくに氾濫水の縁（先端ではない）で表面張力が影響して氾濫水が横方向に拡がりにくくなったこと、微妙な地盤の高低差が影響して輪中状の部分が形成されてしまうことなどが挙げられる。また、計算上の問題点としては、このような小規模な領域における氾濫計算では、先端条件が氾濫水の拡がりに関してかなり支配的になっているものと思われ、今後さらに検討を要する点で

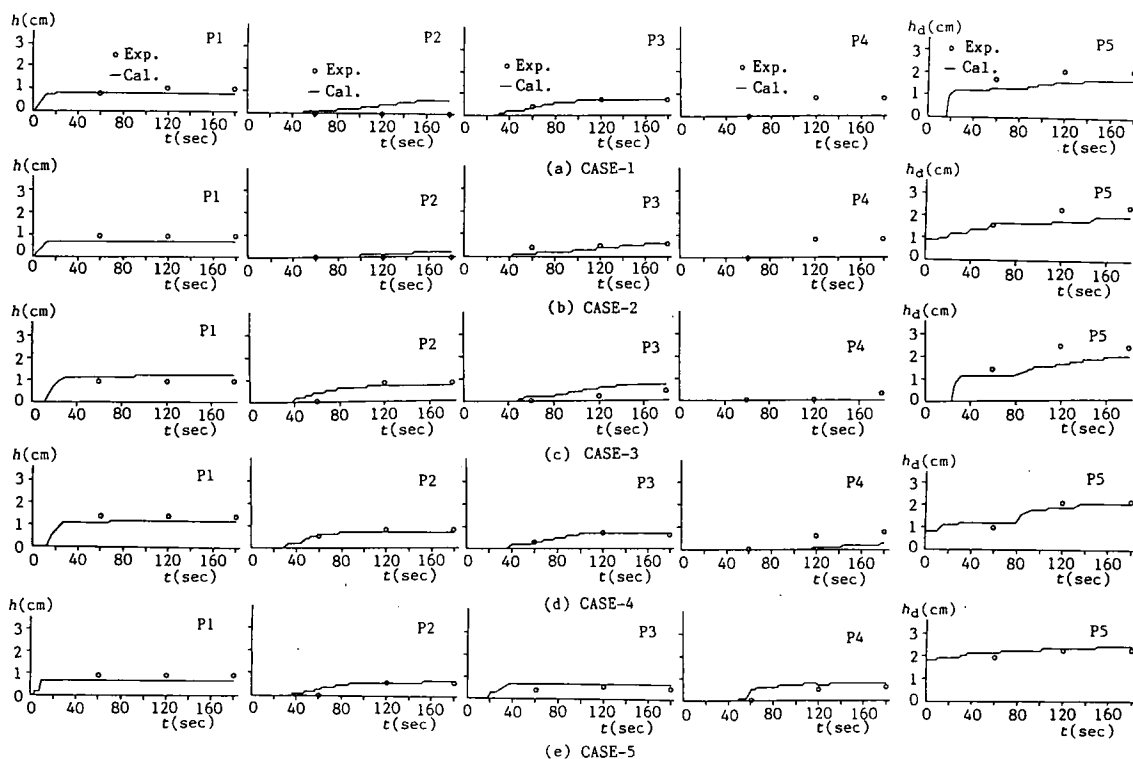


図1.18(a)~(e) 水深の時間変化に関する実験値と計算値との比較

もある。

図1.18(a)～(e)は各ケースにおけるP1～P5の各地点の水深の時間変化に関する実験値と計算値とを比較したものである。P1～P5地点の水深については、各ケースとも、氾濫水の拡がりに関して実験値と計算値が一致していない部分で水深にも違いがみられ、実験では全く水がきていないのに計算では水がきている部分もあったりするが、浸水規模は今回の計算でかなりよく再現されている。とくに、排水路下流端における実測水深を用いたCASE 2,4,5では、計算値と実験値が比較的よく一致している。一方CASE 1およびCASE 3では両者はあまりよく一致していない。これは、図1.19(a), (b)に見られるように、排水路下流端での水深の計算値と実験値の違いが原因しているのかもしれない。

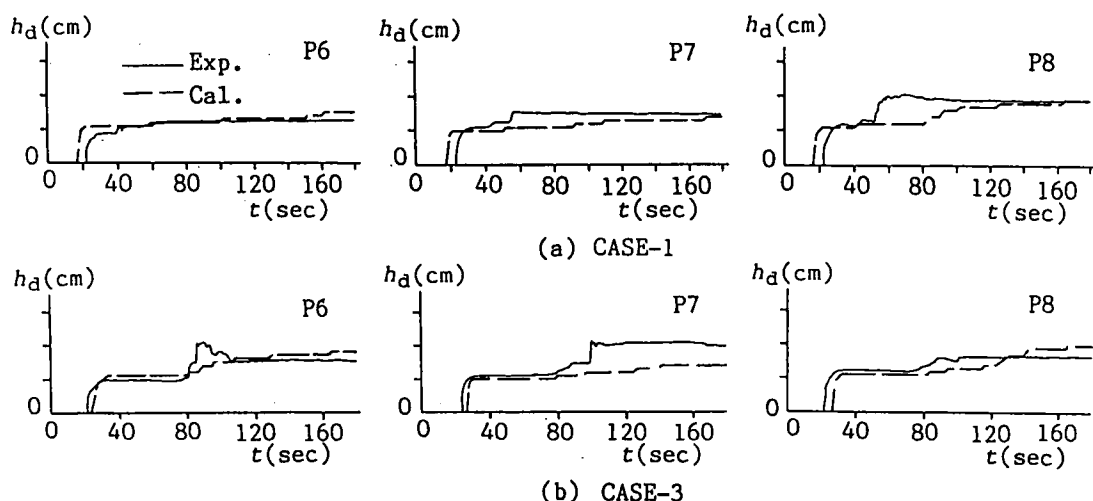


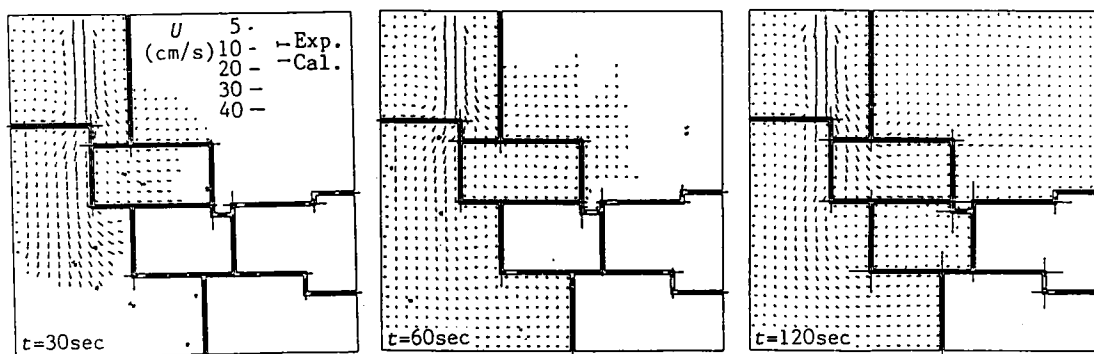
図1.19(a)(b) 排水路下流端における水深の時間変化に関する実験値と計算値との比較

図1.20(a)～(d)にCASE 1,2,3,および5における流速ベクトルの計算値と実測値を示す。実測値のデータが少ないが、どのケースにおいても流向・流速ともに両者は比較的よく一致している。ただし、排水路内の流速に関しては、実験においてトレーサの動きが追跡できなかったため両者の比較はできないが、計算においては排水路から堤内地への流出や堤内地から排水路への流入によって、排水路内の水深が振動し、その結果、水面勾配から計算される流速ベクトルが向かい合ったり逆方向を向いたりして実際現象とは食い違った結果となっている。

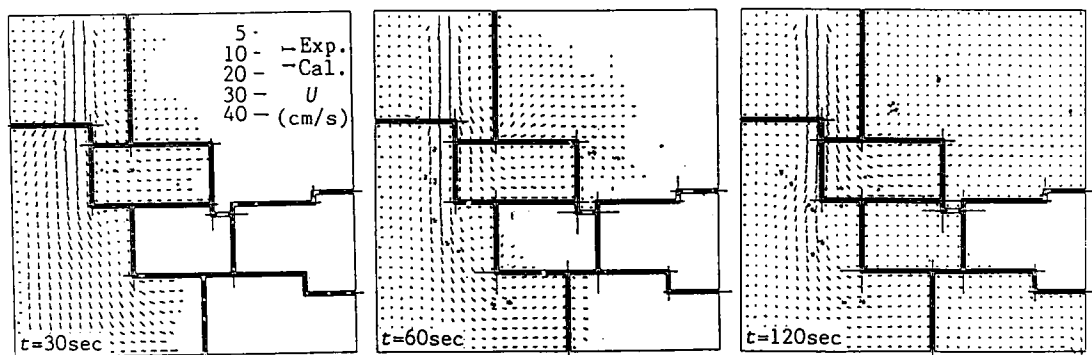
以上、計算結果はある程度実験結果を説明し得ることがわかったが、越流計算から氾濫計算に移行するときの指標となる堤防上の水深の閾値 h_h の決め方や水面勾配と水路床抵抗のみを用いた運動方程式から排水路内流速を計算したことなど、今後検討すべき点および改良すべき点も残されている。

1. 5 実流域への適用例

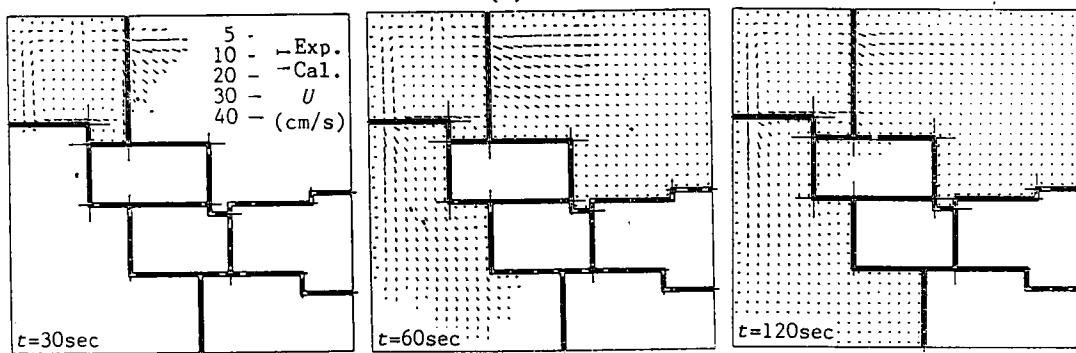
前節までにおいて家屋群が存在する場合および排水路網が存在する場合での洪水氾濫水の挙動について実験および数値シミュレーションを行ない、ここで示した数値計算法である程度実験結果が説明されることが明らかにされた。本節においては、この計算法を昭和57年7月の長崎豪雨災害における中島



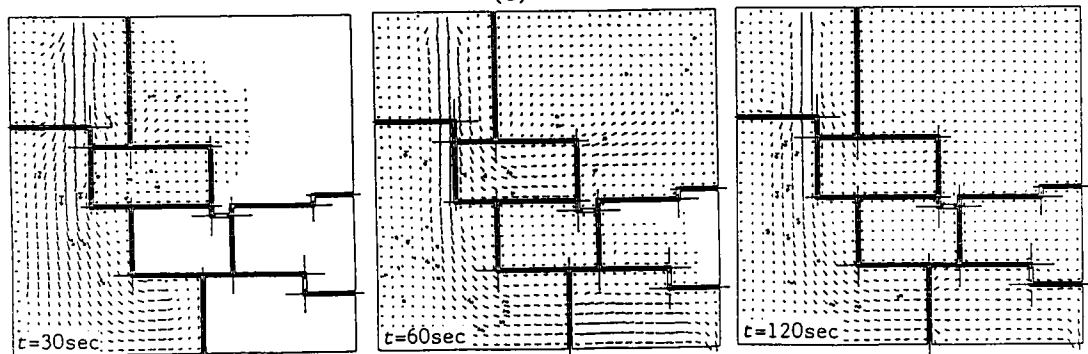
(a) CASE-1



(b) CASE-2



(c) CASE-3



(d) CASE-5

図1.20(a)~(d) 流れのパターンに関する実験値と計算値との比較

川の洪水氾濫災害へ適用する。その際、中島川を地盤の低い一般格子として氾濫解析を行なう場合と、中島川を排水路とみなして1. 2. 4で示した計算法を導入して、比較的大格子の空間差分間隔を用いて氾濫解析する場合との2通りについて検討する。さらに、昭和58年山陰豪雨災害における三隅川の洪水氾濫災害にも適用して計算結果と実地調査結果とを比較する。

1. 5. 1 昭和57年7月長崎豪雨災害における中島川の洪水氾濫解析²⁸⁾

(1) 概 説

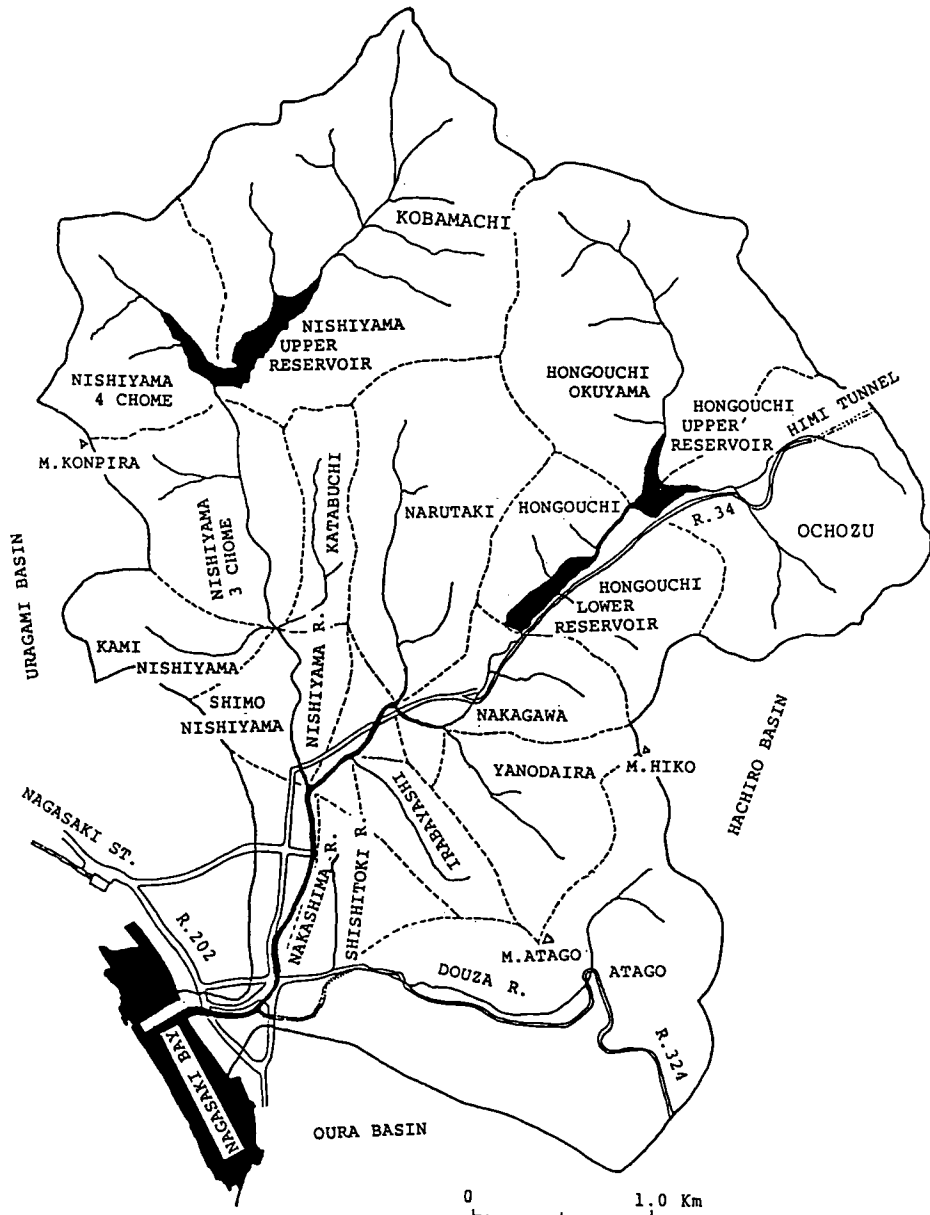


図1.21 中島川の流域の概要

昭和57年7月23日午後5時すぎから降り始めた梅雨末期の集中豪雨により、九州各地に多くの災害が発生した。とくに、長崎県は全域にわたり記録的な集中豪雨に見舞われ、長与町では1時間あたり187mmというわが国観測史上第1位の驚異的な降水量を記録したのをはじめ、時津町、大瀬戸町、多良見町、飯盛町および長崎市東北部でも150mm/hrを越える豪雨であった。降り始めの23日午後5時から翌日午前0時までの7時間で400mmを優に越える降水量であったため、各地で土石流や崩壊による土砂災害、それと浦上川、中島川、八郎川などの中小都市河川の洪水氾濫災害が発生し、多大の人的・物的被害を受けた。ここでは、洪水氾濫による被害が大きかった長崎市の中心街を通る中島川の洪水氾濫に焦点を絞ることにする。

この災害の著しい特徴の一つに、極度に市街化が進行した地域に、水深が2mにも達する洪水氾濫が急激に起こり、帰宅時のラッシュと重なって、路上の車は走行中に河道と化した街路を次々と流され、川にのまれ、多くの人々が胸まで水につかりながら家路につくという異常な現象を呈したことが挙げられる。さらに、病院、電信・電話、電気施設等の冠水、川を横過する水道、ガスの破壊・流失など、ライフラインを断たれた都市のパニック状態が露呈された。浸水による人命の損失は少なかったが出水の規模がもう少し大きければ、人命の面でも大被害が生じた可能性があり、都市化地域における水害にどう対処していくかといった重要な問題を提起した。

ここでは、この災害に関する調査研究成果²⁸⁾を参考にしながら災害の実態と2通りの数値シミュレーション結果、すなわち中島川を地盤の低い一般格子として取り扱う方法と、中島川を排水路に見立てて比較的大格子を採用した氾濫計算方法とを比較して計算法の妥当性の検討と両者の計算方法の得失について検討する。

(2) 流域の概要と氾濫の実態

中島川は奥山、本河内に水源を発し、本河内高部貯水池、低部貯水池を経て出来大工町付近で西山川と合流し、長崎市の中心街を通過した後、出島町付近で銅座川と合流し、その直後に長崎湾に流入する2級河川である。西山川は西山町に水源をもち、西山高部貯水池を経て中島川と合流し、銅座川は、愛宕町に水源をもち、油屋町で暗渠化したまま途中シトキ川と合流して銅座町付近で再び開水路化する。流域の概要を図1.21に示す。中島川水系の流域面積は約17.3km²、河道長は約6.1kmである。

図1.22は、線形の貯留関数法²³⁾を適用して求められた西山川と中島川との合流点における両河川のハイドログラフと銅座川が中島川と合流する地点における銅座川のハイドログラフを示したものである。なお、降雨データとしては7月23日17時00分～翌日7月24日9時00分までの、長崎海洋気象

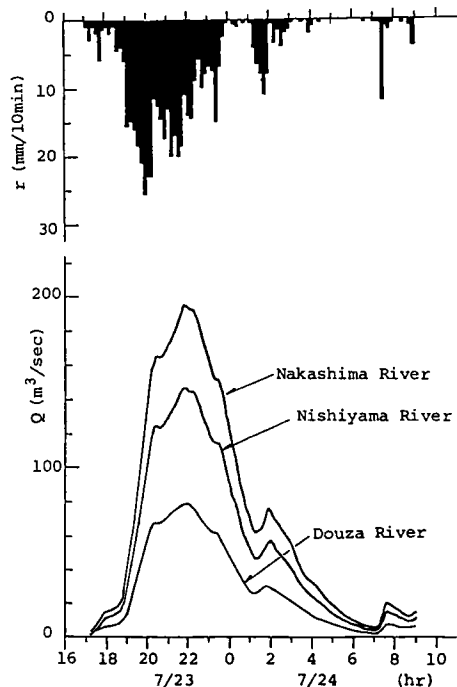


図1.22 中島川と西山川及び銅座川との合流点における各河川の洪水ハイドログラフ

台観測による10分間降雨強度が用いられている。また、流出解析では中島川、西山川および銅座川の流出時間に差はないものとしている。

著者は災害直後の7月28日～7月31日にかけて突発災害調査研究班の一員として中島川の氾濫の実態調査を行なった。洪水直後の測量によって得られた中島川の縦横断形状、地盤高等のデータに基づき、中島川の河道特性についてまず考察し、ついで洪水氾濫の実態とその要因について検討する。

中島川は低い特殊堤（バラベツト）を部分的に有するが、いわゆる連続堤を有しない小都市河川であって、洪水氾濫は両岸に設けられた護岸を溢水する形で発生した。現地調査によると、今回の外水氾濫は伊良林地区の中之橋付近で始まり、その上流では河岸の破壊や内水の流出による部分的な氾濫が見られた程度であるため、これより下流域について中島川の河道特性を考察する。図1.23は中之橋

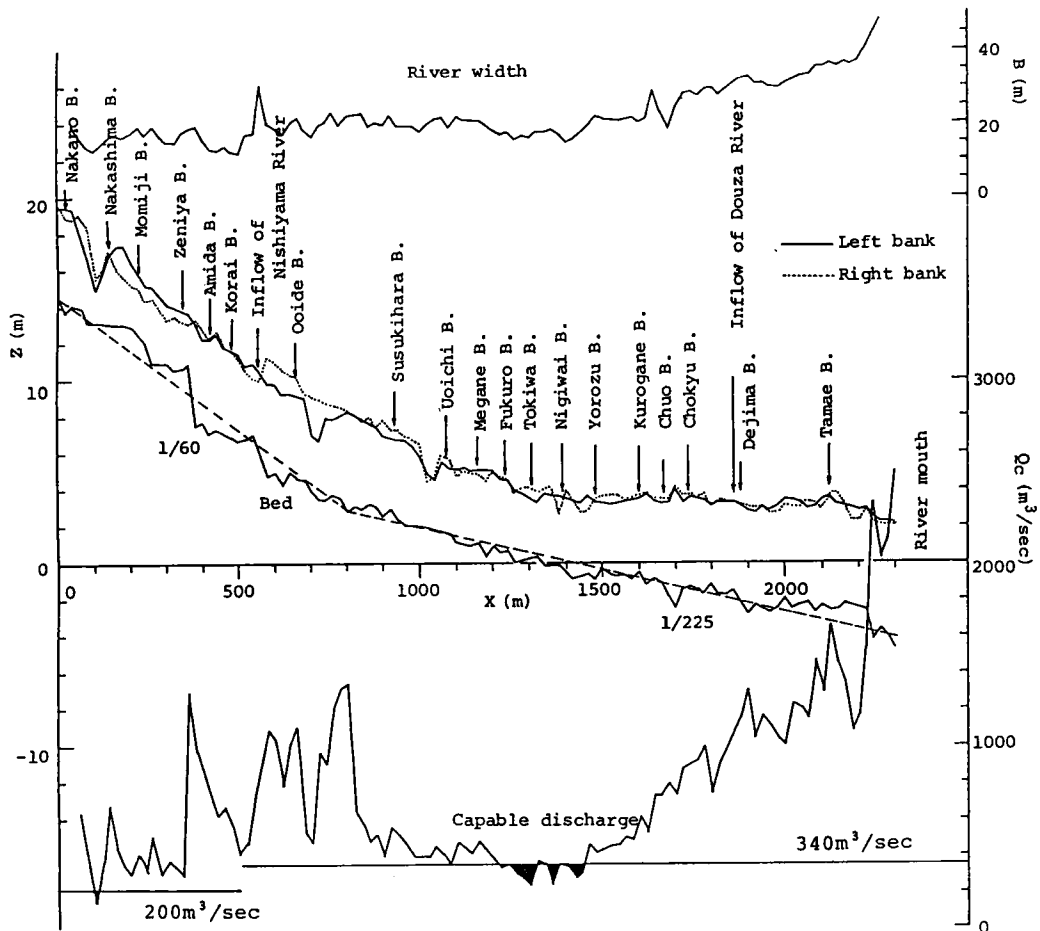


図1.23 中島川の河道特性

付近から河口にかけての中島川の河道幅（満水時）、河床の縦断形状および左右の河岸高を示したものである。河床勾配は大井出橋より上流では1/60程度、それより下流では急激に緩くなって1/225程度になっている。河岸高および河道幅に関して見ると、中島橋付近では一部河岸が極端に低く、河道幅も西山川との合流点より上流では平均10数m程度しかない。また、中之橋から700m程度下ったとこ

ろでは左岸高が低くなっており、この付近で河道が左岸側に弯曲していることもあって、線形の面からも溢水氾濫を生じやすい所であると推察される。さらに、芒原橋と魚市橋に両岸とも特殊堤が低い部分があり、この付近では両岸からの溢水が発生する可能性がある。西山川との合流点付近から中央橋付近まで満水時の川幅は約20m程度となっている。さて、簡単のため、粗度係数を0.025として、 $x=800\text{m}$ 付近より上流に対して勾配を1/60とし、これより下流に対して勾配を1/225として河道の通

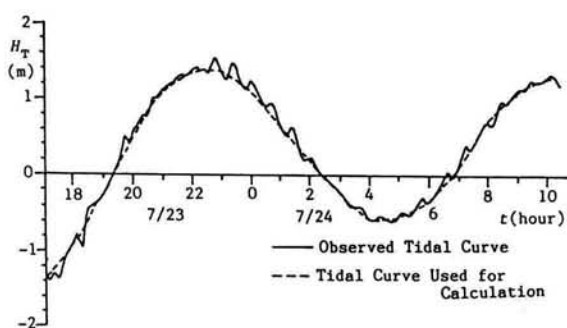


図1.24 中島川の河口潮位の時間変化

水能力を等流計算により求めると、図1.23に示したようになる。中之橋から中島橋付近にかけて通水能力が140~200 m^3/sec 程度のところが存在し、中島川だけのハイドログラフでもピーク流量は200 m^3/sec 近くに達することから、この付近で溢水を生じることが考えられる。下流部分においては、通水能力が200~300 m^3/sec 程度のところが袋橋から万橋にかけて存在する。東新橋、魚市橋付近でも河道は緩やかに弯曲しており、それより下流側に連続的に架設された石橋群によってせき上げられた河道水が直進して、この通水能の低下している区間で容易に溢水することが考えられる。さらに、石橋群による河積の局所的な減少や流木などが多数石橋に引っかかって河道の疎通を悪くしたこと、満水時には感潮域が眼鏡橋付近にまで達し、図1.24に示すように洪水ピーク直後の22時30分頃に満潮位であったことなどを総合すると、中島川の疎通状態は洪水規模に対してかなり小さかったものと推察される。なお、河口潮位の影響はほとんど無かったことが数値シミュレーション結果から明らかにされている²⁰⁾。

洪水氾濫の実態については、著者らは洪水痕跡や聞き込み調査から得られた結果をまとめて湛水深の平面分布と氾濫水の流向に関する図を作成したが、調査の時間的な制約もあって、中島川の左岸についてのみしか纏められていないので、ここでは鎌田らによって求められた湛水深の平面分布および氾濫水の流向を図1.25に示しておく²⁴⁾。ただし、両岸の各流域において聞き込みおよび簡単な実地調査は行なったのでその結果とこの図を参考にして各地区における氾濫水の挙動について簡単に纏めると以下のようなものである。

(a) 伊良林地区（中之橋～西山川合流部左岸）

この区間の河道幅は狭く、また山がすぐ傍らに接近しているため、氾濫域は河岸近傍に限られており、氾濫水は河岸道路を高水敷化して流下した。

材木、畳、窓枠、バイク等も流されている。随所に護岸、ガードレールの決壊、道路の陥没が見られ、

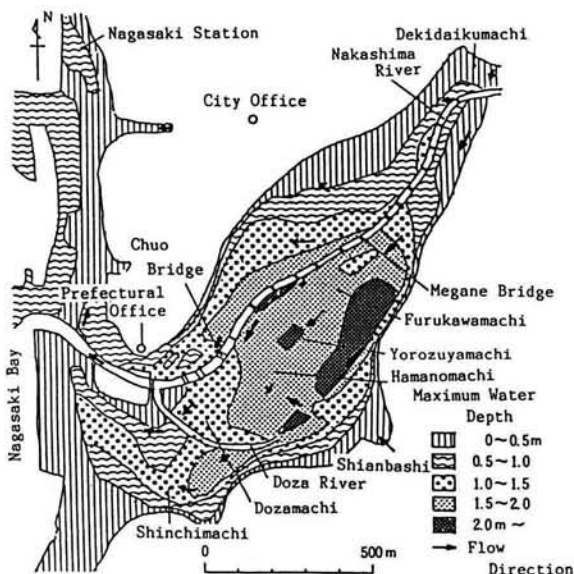


図1.25 中島川の洪水氾濫の実績図²⁴⁾

こうした河岸の直接的被害が下流部より目立った。23日19時30分頃に河道は満水状態になり、21時頃に最高水位に達したようである。代表的氾濫水深は90cm程度と思われる。

(b) 伊勢町地区(中之橋～西山川合流部右岸) 中之橋上流の木谷橋で生じた局所的な溢水と雨水とが合流し、路面電車の通る国道34号線の急坂を流下した。20～21時の盛流時には歩行が困難であり、タイヤや下駄箱などが流れていた。雨水を中心とした氾濫水であったため、降雨が下火になった23時すぎ頃には電車通りはほとんど水が引いていた。中島橋に材木が引っかかり、堰上げによって中島川の水位が上昇して右岸沿いの民家の窓を突き破って氾濫水が進入してきたのはピーク流量時の22時頃で、それ以後水位はほとんど変化せず、それより30分程度経過してからやっと水位が低下したようである。この区域の氾濫水は鎮西橋付近で西山川へ注ぎ、電車道上の水深は40cm程度であった。また、河岸沿いの民家の軒下には40cm程度の泥土が堆積していた。

(c) 麴屋町地区(西山川合流部～東新橋左岸) 上流の伊良林地区で左岸に偏っていたと考えられる流水は、高麗橋、阿弥陀橋付近から、中島川と平行して走る街路にも流れ込むが、業務用の冷蔵庫を流すほどの流体力を有していた。川沿いでは軒を川に突き出していた家屋など2棟が流失した。また、流失した石橋が6基あったがこれらの石橋群もこの区間に集中していた(大井出橋、編笠橋、古町橋、一覽橋、芒原橋および東新橋が流失)。大井出橋の流失は、他の諸橋の落橋と前後した20時30分頃と言われ、落橋後かなり水位が低下したというのも確からしい。この区域の代表的水深は130cm程度であった。

(d) 古町地区(西山川合流部～東新橋右岸) 伊勢町地区の電車通りの激流が、西山川右岸の高い護岸でくい止められたため、この地区の電車通り沿いは比較的浸水被害の小さい箇所であった。川沿いでは、少なくとも石橋群が流失するまでの間、かなりの氾濫水を下流側へと溢水させていたと思われる。ただ、河道の線形から言えば、左岸側へより多くの水量を溢水させた可能性が強いと思われる。

(e) 古川町地区(東新橋～万橋左岸) (c)で述べたように、石橋群による河道水の堰上げは落橋とともに20時30分頃に解除されるが、中島川の流量は図1.22で示したようにこれ以後も増加を続ける。前述の等流計算で指摘された通りであれば、石橋群が流失した時点で溢水箇所が眼鏡橋付近に移る可能性が強い。この地区の流向に関する資料は中島川と平行な街路で下流向き、川と直交する街路では溢水を裏付ける向きで一定していた。しかも湛水深が100cmを越えるのは20時30分～21時頃であり、溢水が本格的になりだす時刻と対応する。一方、230cmというこの流域最大の湛水深を記録したシントキ川に沿った地域では、雨水、上流の麴屋町地区からの氾濫水および後述する銅座川上流での氾濫水の影響と思われる内水位の上昇が19時30分頃から始まっており、20時頃には40cm程度の湛水があった。中島川の溢水が本格的になってからの急速な水位上昇はこれ以降に生じ、地区全体でみると最高時に180cm程度の水深であった。この地区がこのように最大の湛水深を生じた原因の一つとしては、ここが高麗橋と阿弥陀橋を通り市街地を南北に走る2つの街路に挟まれ、この街路間で地盤が局所的に窪んでいるという微地形的な要因が挙げられる。

(f) 賑町地区(東新橋～万橋右岸) この地区になると電車通りの標高も5m程度となり、左岸と同程度の浸水被害を受けた。対岸の古川町地区と異なるのは、シントキ川のような内水氾濫源がなく、中島川からの氾濫がかなり突発的に起こったということであろう。石橋群が流失した直前の時間帯に、川の方から氾濫水塊がかなりの勢いで押し寄せてきたという証言もあった。その後水深は120cm程度

となった。

(g) 浜町地区(万橋～中央橋左岸) 銅座川上流(暗渠化する正覚寺付近より上流)の屈曲部で雨水とともに国道324号線を流下した銅座川氾濫水の一部は、油屋町の商店街を流下して浜町アーケード街にも至り、この付近の初期湛水の一因となったものと思われる。主要浸水箇所となった(e)の古川町地区とこの地区とを区別したのは、この地区の流向資料が河川と直交する街路方向で川向きの成分をもったものが多かったためである。両地区の中間に位置する万屋町周辺では、川と直交する街路で流向が時間的に変化し、一部で渦を形成していたという証言もあり、内水と外水とがぶつかりあった地域であると推察される。この地区の氾濫水は、思案橋方面からの流水と眼鏡橋付近から溢水したと考えられる外水の一部とが合流して中央橋付近で中島川に再び流入していたものと考えられる。

(h) 築町地区(万橋～中央橋右岸) この地区の低地面積は狭いが、浸水深は左岸川と同程度であったと思われる。栄町付近から侵入した氾濫水は、西側の高地部分に当たって南下し、中央橋付近で中島川へ戻っていったようである。(g),(h)の両地区ともピーク時の浸水深は170cm程度で、その時刻は22時頃ということであった。

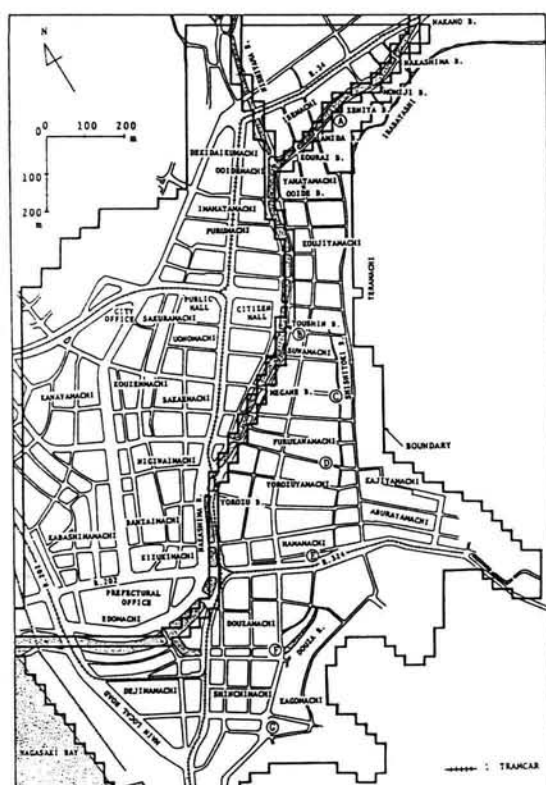
(i) 出島町地区(中央橋～河口) 銅座町を南北に流下した氾濫水は、出島町方面へ回り込んで中島川河口付近で川に流入した成分、そのまま直進して長崎湾に注ぎ込んだ成分および新地町を経て大浦川の方へ流下していった成分とが存在した。満潮時においても海面は岸壁より高まることはなく、海への段落ち流れが生じていたものと考えられる。新地町付近は地盤高の影響もあって170cm程度の湛水深をもち、大浦川流域へ通じる主要地方道に沿って氾濫水は70～100cm程度の水深で大浦川へと流れていったようである。

(3) 中島川を地盤の低い一般格子と見なした解析

(a) 計算条件

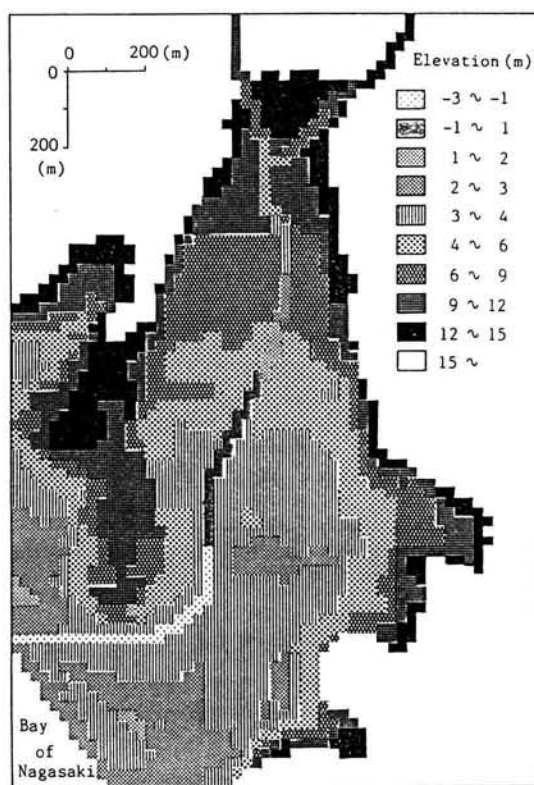
図1.26(a)は数値計算の対象領域の概要と河道および計算領域の境界線を示したものである。 x 方向を市街中心部の下流向き(ほぼ南西向き)にとり、 y 方向は南東向きとした。空間差分間隔は、河道幅がほぼ格子サイズになるように $\Delta x = \Delta y = 25\text{m}$ にとり、河道と氾濫域が一貫して取り扱えるようにした。すなわち、河道は地盤の低い一般格子にすぎず、河道からの溢水や河道への段落ち流れのような氾濫計算とは別な計算方法を用いていない。したがって河道の水位が周囲の地盤高よりも高くなれば周囲のメッシュは自動的に氾濫計算にはいるようになっていて、河岸に特殊堤が施されている場合もこれが無いものとして取り扱っている。時間差分間隔は $\Delta t = 0.2$ 秒とし、河道では石橋群による抵抗をも考慮して $n = 0.05$ 、それ以外では $n = 0.04$ とした。

計算に用いた中島川および西山川のハイドログラフはそれぞれ流出計算によって得られた中之橋および西山橋地点の流量を流量フラックスに変換し、10分毎の離散値を時間的に線形補間して与えた。油屋町付近が銅座川の流入境界点となるが、途中暗渠化することもあるため取り扱いを簡単化するため、流出計算から得られた流量ハイドログラフを中島川との合流点相当格子の水位増加率に換算して与えた。河口潮位は最下流格子の水位で与えるが、図1.24において破線で示すように、1時間毎の値を線形補間した。地盤の情報は、1/2500の地形図から読みとった値をそのまま入力した。地盤高が地形図から読めない格子については既知点の値を内挿補間することにより求めた。このようにして得た地盤高の分布を図1.26(b)に示す。25m×25mの格子サイズであることや道路の交差点での地盤高の情報し



(a)

図1.26(a) 計算領域



(b)

図1.26(b) 地盤高の分布

か無いため、災害の実態のところでは言及したようなシトキ川のような窪地状の微地形を読みとることはできていない。以上によって、河道内の不定流計算および河道外の二次元平面流れに関する計算を同時に行なうことができる。なお、先端条件にはthreshold水深として1mmを用いている。

初期条件は、完全ドライの状態から各河川にそれぞれ一定流量を与え、潮位一定の条件で3時間通水して作成した。流量および潮位の一定値は、23日17時($t=0$ 秒とする)の値を用いた。

前述した方法によって家屋構造物の影響を評価して計算するべきであるが、格子サイズが25m四方であるので市街地においてはほとんどの格子が家屋面積で占められ、空間には狭隘な道路と河川しか残されていないような場所であるため、通過率を用いた計算法の適用外と思われるのでここでは粗度係数を適当に大きくした取り扱いになっている。そのため、街路網における氾濫水の挙動を正確にはシミュレートできないことや安定な計算を行なうためにはかなり小さな時間ステップを採る必要があるなど、今後さらに検討すべき問題を残していることも付け加えておかなければならない。

(b) 計算結果の考察と実測値との比較

図1.27(a)~(g)および図1.28(a)~(g)はそれぞれ7月23日19時から翌7月24日1時までの1時間毎の湛水深の分布と流速ベクトル図を示したものである。湛水深の図より、河道からの溢水が19時から20時の間にかけて眼鏡橋付近の弯曲部で発生していることがわかる。実際には、この時刻において麴屋町地区の石橋群の影響で溢水が生じていたはずであるが、今回の計算では個々の石橋の影響を厳密

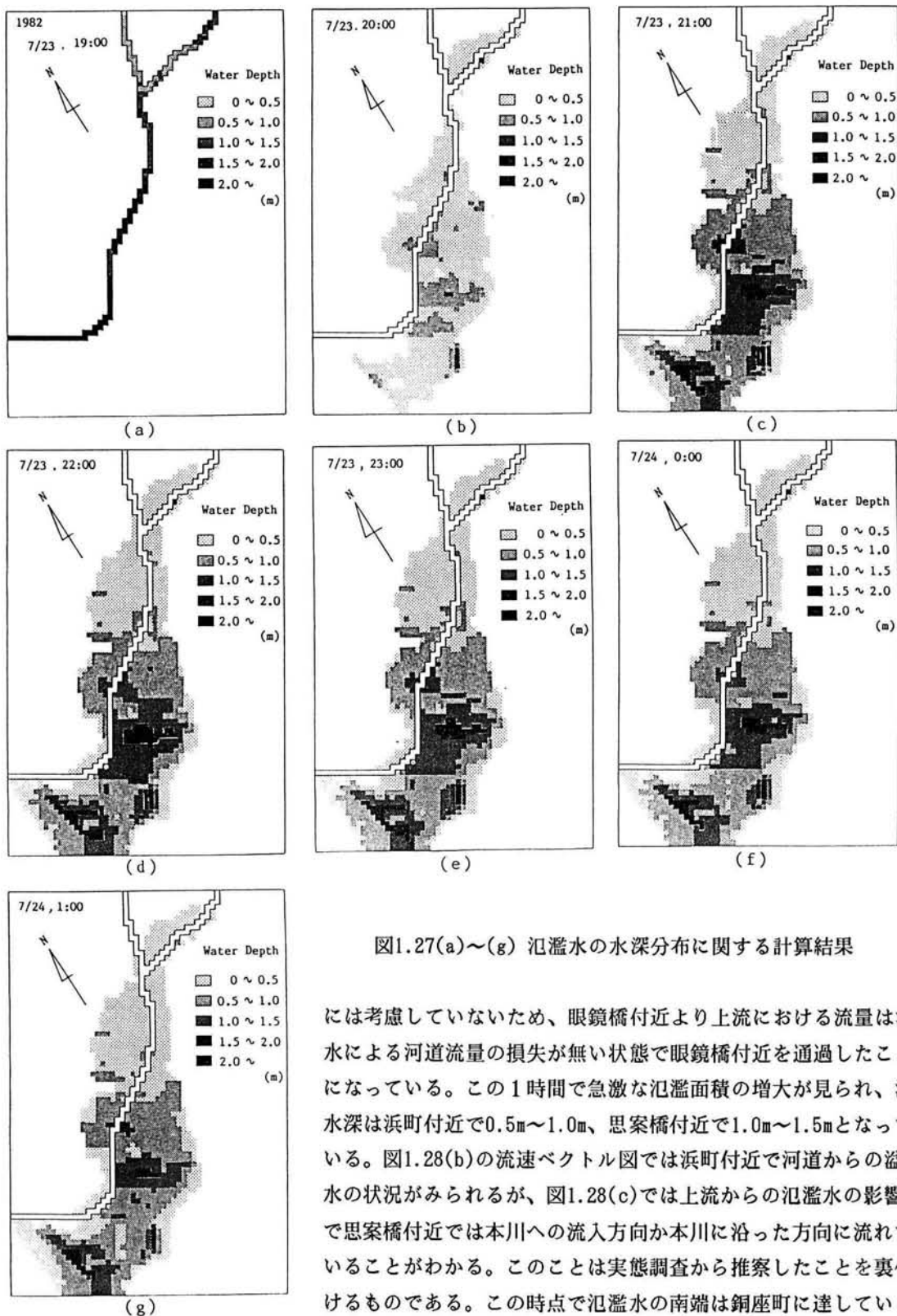
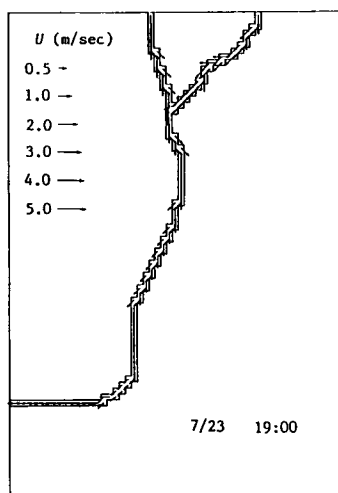
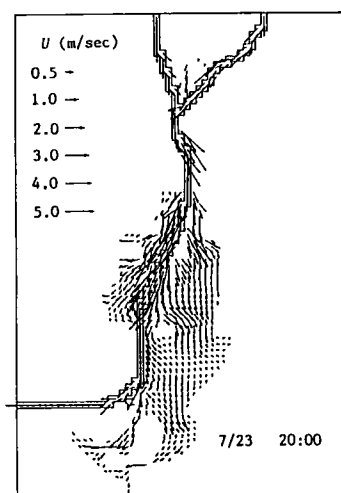


図1.27(a)~(g) 氾濫水の水深分布に関する計算結果

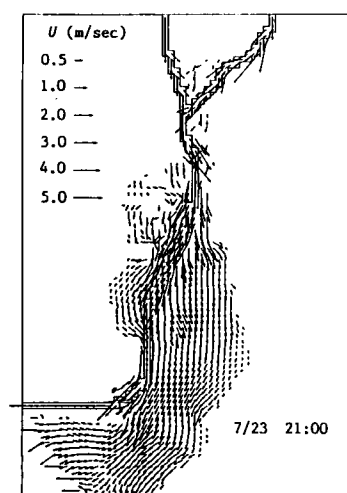
には考慮していないため、眼鏡橋付近より上流における流量は溢水による河道流量の損失が無い状態で眼鏡橋付近を通過したことになる。この1時間で急激な氾濫面積の増大が見られ、湛水深は浜町付近で0.5m~1.0m、思案橋付近で1.0m~1.5mとなっている。図1.28(b)の流速ベクトル図では浜町付近で河道からの溢水の状況がみられるが、図1.28(c)では上流からの氾濫水の影響で思案橋付近では本川への流入方向か本川に沿った方向に流れていることがわかる。このことは実態調査から推察したことを裏付けるものである。この時点で氾濫水の南端は銅座町に達している。



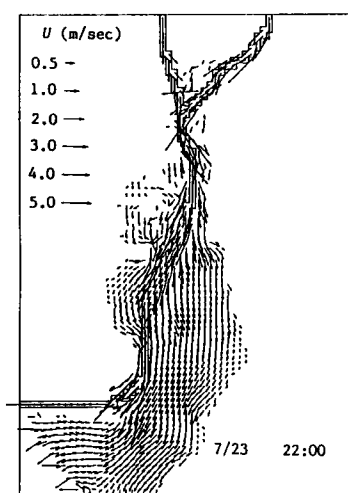
(a)



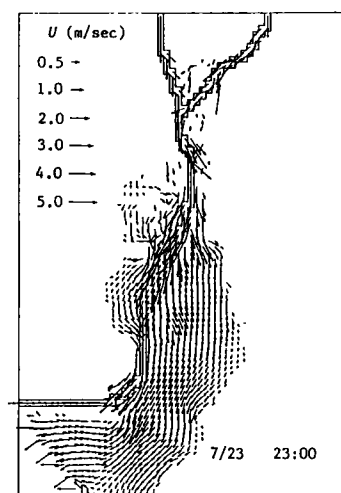
(b)



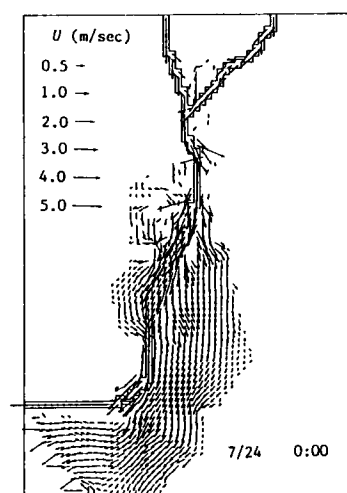
(c)



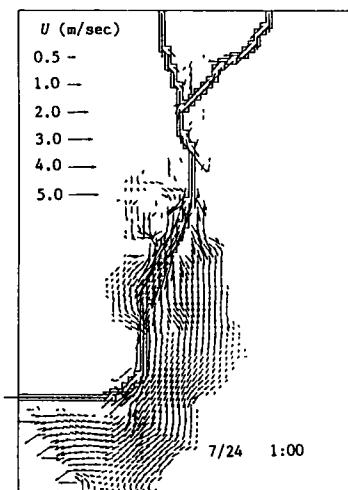
(d)



(e)



(f)



(g)

図1.28(a)～(g) 氾濫水の流速ベクトルに関する計算結果

このことは、同地区での間込みにより、20時頃に氾濫水が急激に押し寄せてきて水位上昇がかなり短時間内におきたという証言とも一致している。さらに時間が経過した21時頃（図1.27(c)、図1.28(c)）では、浜町付近の湛水深が1.0m～1.5m、一部では1.5m以上にもなっており、思案橋付近では1.5m～2.0mに達している。また、新地町付近でもかなりの湛水深になっている。出島橋左岸のオランダ商館跡では湛水していない区域があり、実測とも対応している。河道流量がピークに達する22時頃にはやはり全体的にも最大の湛水深を呈している（図1.27(d)）。図1.27(e)の23時頃には市街地中心部では次第に水が引き始めており、図1.27(g)の

24日1時の氾濫状況からは、同時刻ではかなり水がひいて、眼鏡橋より上流では水深が0.0m～0.5mのところほとんどとなっていることがわかる。22時30分頃から伊勢町地区で水が引き始めたという証言からもこの付近ではピーク流量が22時頃に生じたということおよび23時には計算では水が引き始めたという結果の妥当性が裏付けされた。

湛水深が最大となった22時の計算結果（図1.27(d)）と図1.25に示した実測値とを比較してみよう。計算値は、実測値で最大の湛水深を記録した古川町および万屋町の両地区を除くと、比較的よく実測値と対応している。この両地区での計算値が2mを越えるような湛水深をとらなかった理由としてつぎのようなことが考えられる。すなわち、災害の実態のところでも述べたように、この地区は街路と街路

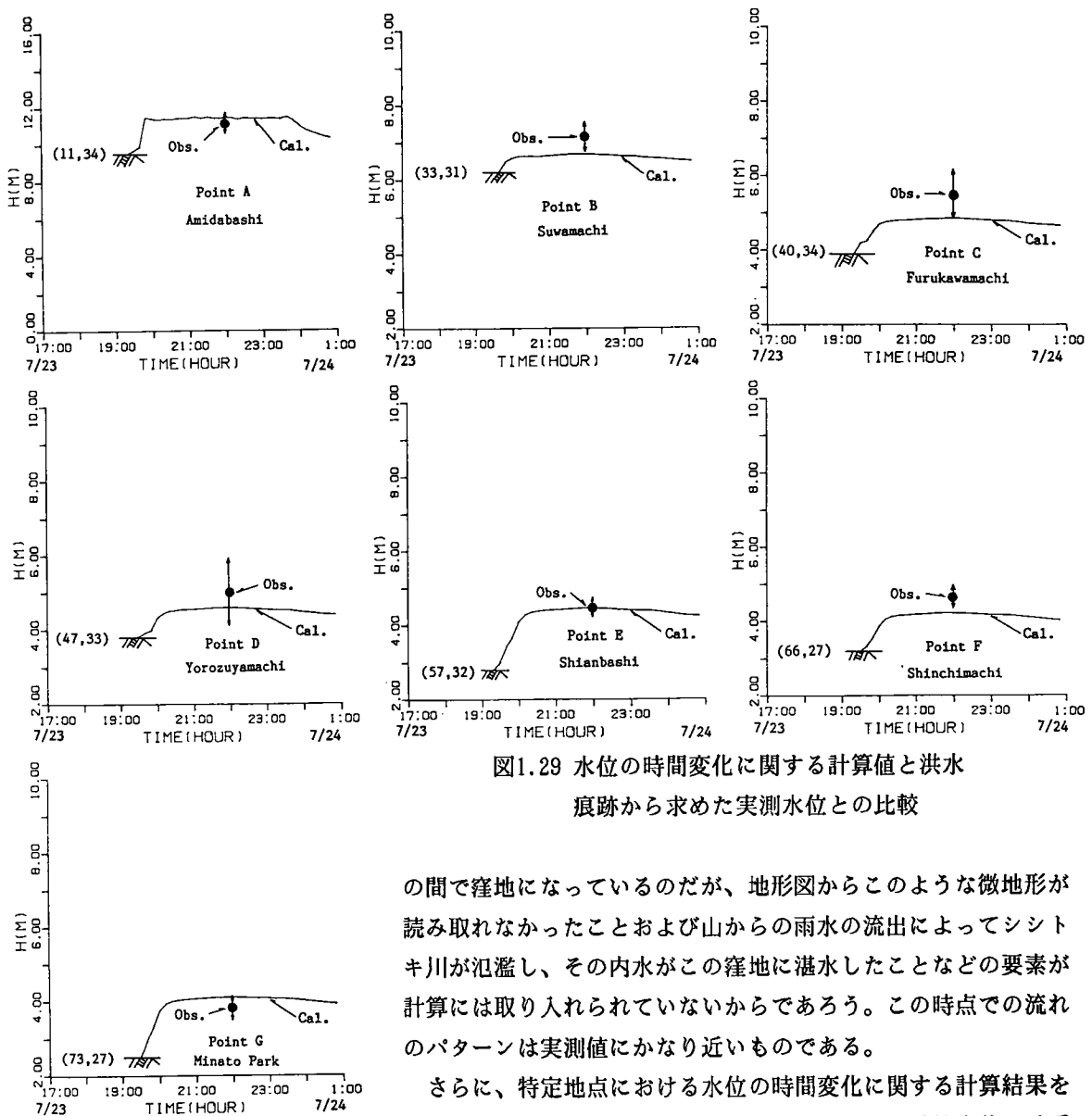


図1.29 水位の時間変化に関する計算値と洪水
痕跡から求めた実測水位との比較

の間で窪地になっているのだが、地形図からこのような微地形が読み取れなかったことおよび山からの雨水の流出によってシシトキ川が氾濫し、その内水がこの窪地に湛水したことなどの要素が計算には取り入れられていないからであろう。この時点での流れのパターンは実測値にかなり近いものである。

さらに、特定地点における水位の時間変化に関する計算結果を見てみよう。図1.29にはいくつかの地点における計算水位の時系

列と実測による水位が示してある。ただし、実測水位の横軸の値には計算でも最大水位を示す22時としてある。古川町地区の(40,34)格子、万屋町地区の(47,33)格子の水位の計算値は前述したように微地形の情報不足から実測値よりかなり小さな値をとっている。22時頃に全体的に最大の湛水深をもっており、思案橋、新地町および湊公園の各地点における計算水位の最大値は比較的良く実測値と一致している。7月24日午前1時には(11,34)格子の阿弥陀橋左岸では水が引いてほとんど水深がなく、諏訪町の(33,31)格子でも水位がかなり減少しだしており、それより下流域ではまだ冠水が続いているものの次第に通減している様子が知れる。この図に示された氾濫の時間経過は、災害の実態のところで述べた事柄と比較的良く一致している。なお、実測値に示された矢印は当該格子周囲の実測値の範囲を示している。

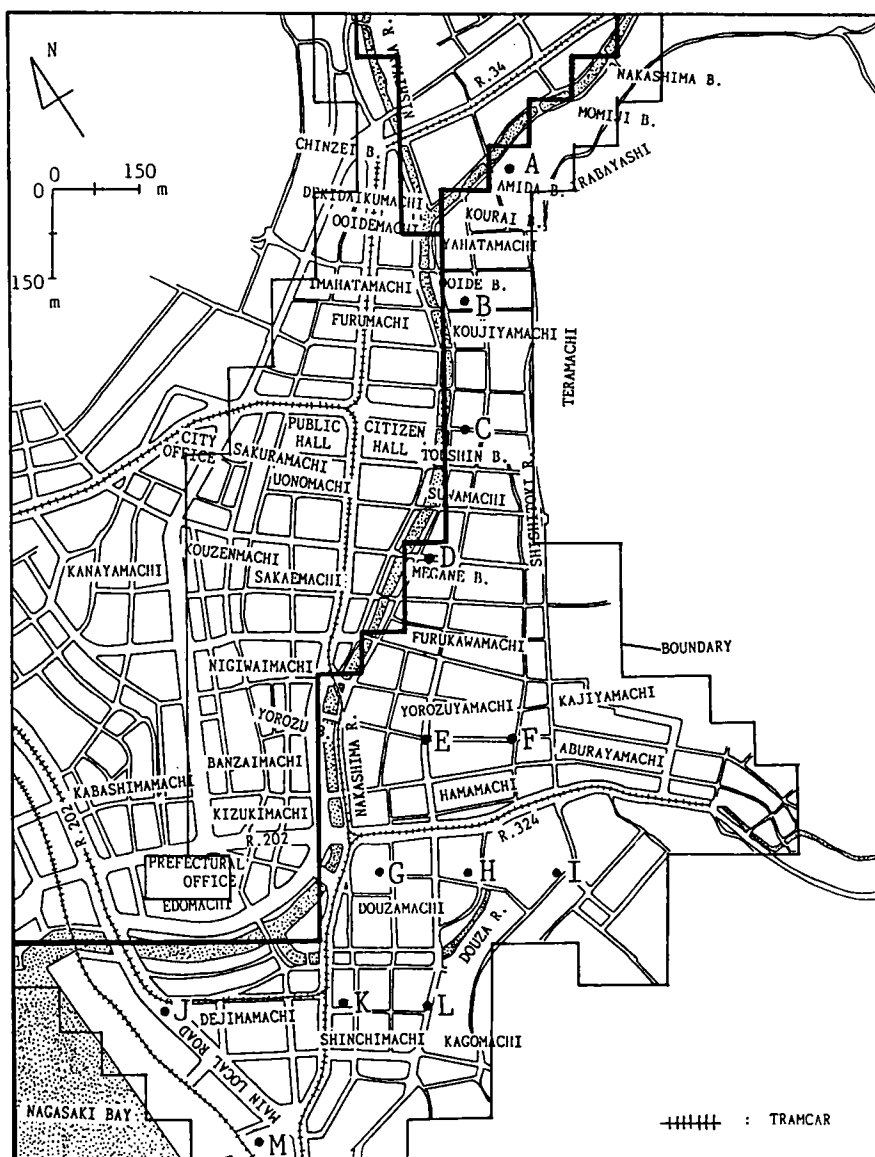


図1.30 中島川を排水路と見立てた解析における計算領域

河道幅に代表される計算格子の決め方、計算に用いた諸係数、流量ハイドログラフおよび地盤高の読み取り精度等には多くの不確定さが存在しており、今回の計算結果が必ずしも妥当なものであるかは不明であるが、この計算方法でもある程度実際現象が再現できることがわかった。

(4) 中島川を排水路に見立てた解析

(3)の方法では中島川も一般格子と同様に取り扱うために格子サイズを川幅程度の25m×25mに採った。これでも実際の川幅よりかなり大きい部分があったり計算時間が長大になるといった不都合もあった。ここでは、中島川を排水路にみたてて、1. 2. 4で示した排水路網が存在する場における洪水氾濫水理モデルを中島川に適用し、数値シミュレーションを実行して実測値と比較し、このモデルの適用性を検討する。

(a) 計算条件

流入境界における中島川と西山川の流量は図1.22に示したものをを用いることとし、各々の流入境界点で強制横流入するものとして10分毎の離散値を時間的に線形補間して与えた。また、銅座川は、油屋町付近から中島川との合流点付近まで暗渠化しているため排水路としては取り扱わず、合流点で中島川に強制横流入するものとした。河口潮位についても(3)の方法と同様に中島川の最下流の排水路格子の水位として図1.24に示した1時間毎の潮位を線形補間して与えた。空間差分間隔は $\Delta x = \Delta y = 75\text{m}$ に採り(1. 5. 2(3)での格子9個分が1格子サイズにちょうど納まるようにとってある)、その格子の中央の地盤高を1/2500の地形図から読みとった。地盤変化の激しい地域の割に格子が比較的大きいので、離散値として与える地盤高の精度としては若干問題ではある。図1.30にこの計算の対象領域を示す。図中、排水路と見なした中島川が太い実線で示されている。格子数はx方向(南西方向)に26、y方向(南東方向)に20である。時間差分間隔は、一般格子に対して0.2sec、河道に対しては0.1secとした。粗度係数は石橋群の影響も考慮して河道に対して0.05、その他の場所では0.04とした。また、河道幅(排水路幅)は10mとしている。

(b) 計算結果の考察と実測値との比較・検討

河道の初期条件は、1. 5. 1(3)で行なった方法と同様に、完全にdryの状態から、各河川にそれぞれ一定流量を与え、潮位も一定の条件で流れが定常になるのに十分であると思われる3時間通水して作成した。このときの各河川の流量及び潮位は、23日17時の値を用いている。図1.31は、23日20時から翌日の1時までの湛水深の分布の計算結果を示している。氾濫形状は20時から21時の間に大きく変化しているが、それ以後は(3)で得られた結果と同様、ほとんど変化していない。水深も20時から21時の間にかなり急増している。この結果は、水位上昇がかなり短時間のうちにおきたという現地の証言とも一致しており、(3)で得た結果ともよく似ている。河道流量が最大になったと思われる22時に最大湛水深分布を示し、その後氾濫域の面積が拡がっているにもかかわらず、湛水深が減少していくことから、氾濫水が徐々に引き始めたものと思われる。最大湛水深の実測図である図1.25と比較すると、全体的な傾向としてはほぼ一致しているが、最大湛水深を示す位置がややずれている。これは、計算においては比較的大格子を用いているため、地盤高の詳細な情報を計算に取り入れることができなかったためと思われる。このことは本手法で計算が比較的大きな格子サイズで行える反面に生ずる欠点の一つでもある。

図1.32は、図1.30に示した13の地点における湛水深の計算値の時間変化を示したものであり、図中

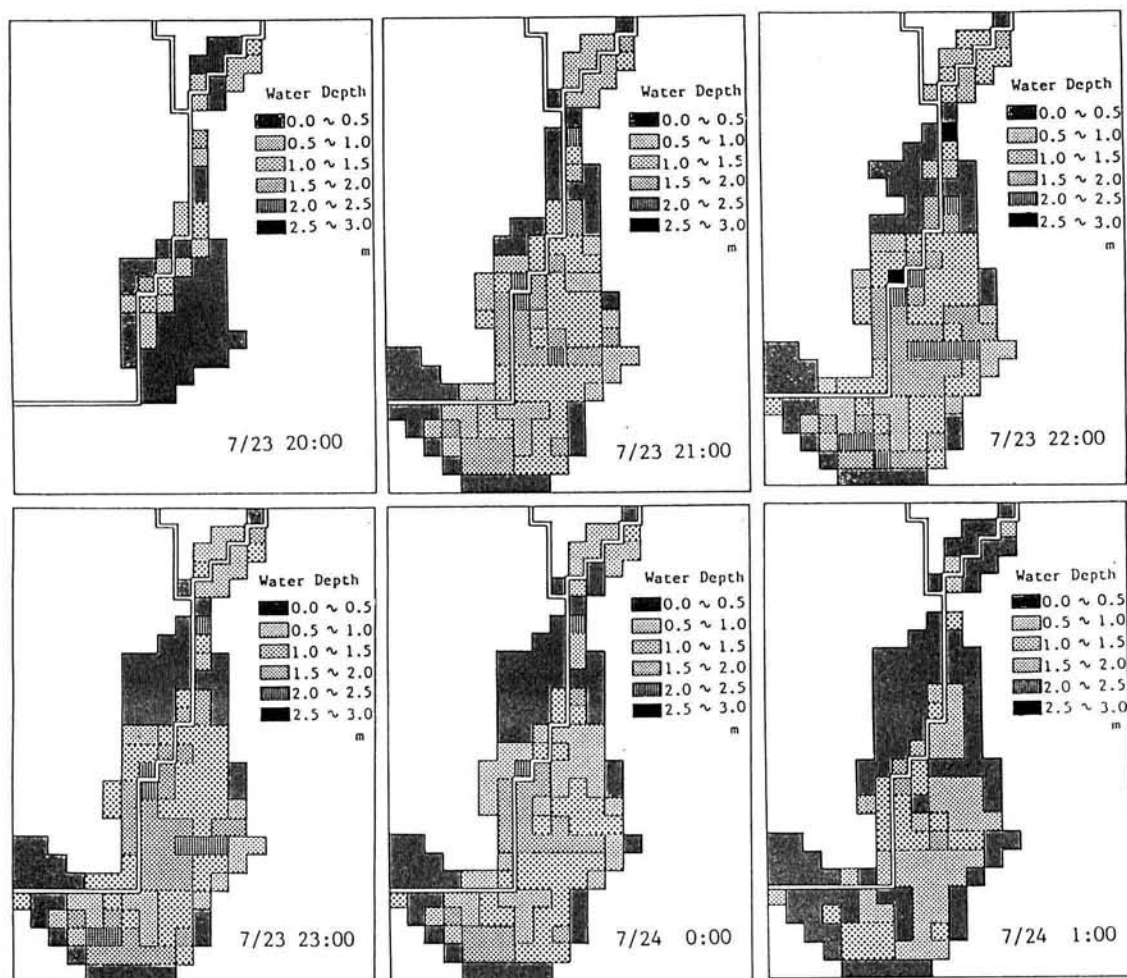


図1.31 氾濫水の水深分布に関する計算結果

に最大湛水深の実測値を丸印で記入してある。B点およびJ点を除いて、両者はほぼ完全に一致しており、河道幅の採り方が違うので直接比較して厳密な議論はできないが、1.5.1(3)で示した河道の地盤高を低くした計算方法よりもよく一致しているときえいえる。上記2点における水深が一致していない理由として、前述したように格子が大きいために地盤高の情報を正確に取り入れることができなかったことや一つの格子内にいくつかの実測値があってその実測値の地盤高が不明であることなどが考えられる。これらの図でも、湛水深のピークが22時頃になっており、(3)で述べた方法と比較的に良く一致している。

河道を排水路網と見なしたこの水理モデルの最大の特徴は、河道の計算と一般格子の計算を別々に行なうことによって、比較的大格子の空間差分間隔を用いることができるということである。そのため、総格子数が1.5.1(3)の方法の1/9に減少した結果、計算時間も1/20程度に短縮できた。時間差分間隔については今回の計算ではかなり安全側に採って以前の方法と同じ値を用いたが、さら

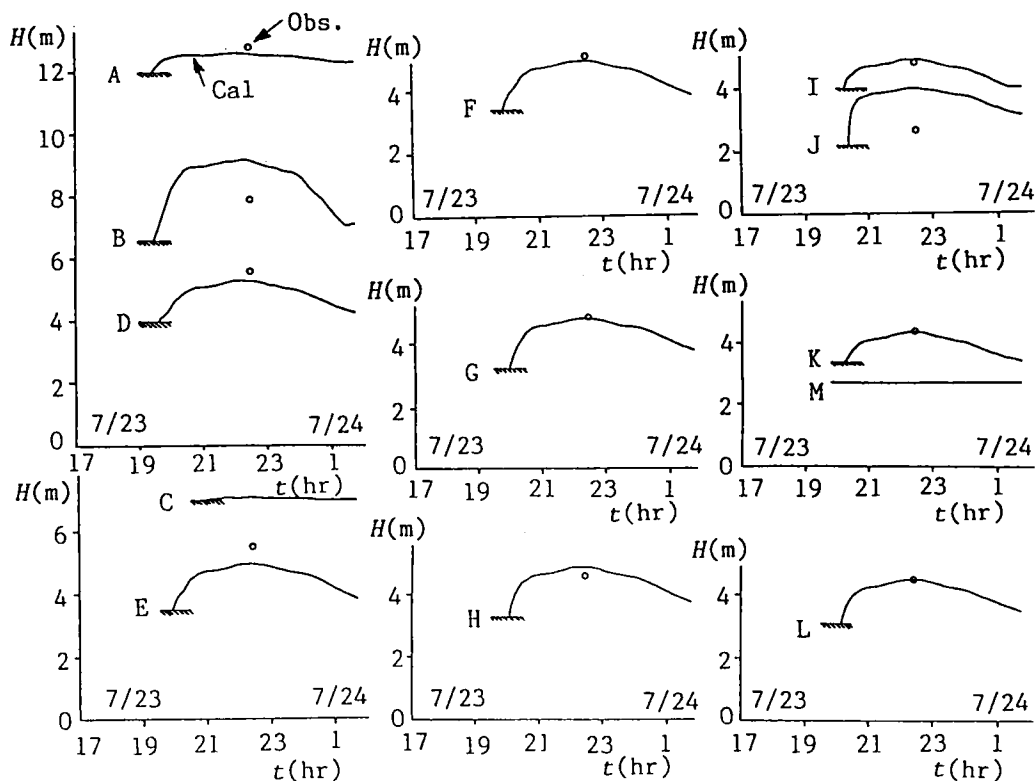


図1.32 水位の時間変化に関する計算値と洪水痕跡から求めた実測値との比較

に小さくできる可能性もあり、それによって計算時間もさらに短縮できるものと思われる。しかしその反面、地形情報の粗雑さから、一般格子の計算精度が悪くなるということが明らかになった。このことは当然予想されていたことではあるが、本手法によって実際現象が再現されることが認められ、本モデルがある程度適用可能であることがわかった。しかし、一般格子の規模に対して排水路の幅がどの程度の割合まで計算可能かということについては全く検討されておらず、今後これについても明らかにする必要がある。

以上述べたように、1.5.1(3)の方法と(4)の方法とではおのおの長所と短所とを持ち合わせているが、計算の目的と要求される精度、手持ちの資料の精度等からどちらの方法を選択すれば良いかを判断して用いる方法を決めることが望ましいが、どちらの方法でもある程度実際現象を説明し得ることが判明した。

1.5.2 昭和58年7月山陰豪雨災害における三隅川の洪水氾濫解析²⁵⁾

(1) 概説

昭和58年7月22日夜半から23日の朝にかけて、島根県浜田市、益田市、三隅町を中心として山陰西部一帯に記録的な梅雨末期の集中豪雨があり、死者・行方不明者107人、3600億円を上回る被害という大災害が発生した。この集中豪雨によって河川の氾濫、山崩れ、崖崩れによって各地で家屋の流失、倒壊、浸水などが発生し、住家被害は17,600棟、罹災者は31,697人に及んでいる。とくに、三隅町

と益田市では、三隅川と益田川の堤防が各所で決壊したため、三隅町では全世帯数の60%、益田市では46%が被災するという壊滅的な被害であった²⁴⁾。著者は、文部省自然災害特別研究(1)突発災害の調査研究班の一員として現地に赴き、とくに三隅地区の洪水氾濫災害の現地調査を詳細に行い、その調査報告を行なった^{25), 26)}。ここでは、これらの資料を参考にして三隅川流域の三隅地区の堤防決壊による洪水氾濫を対象として、氾濫の実態および洪水氾濫解析結果と実測値との比較検討を行なう。なお、この地区は堤防決壊によって家屋の流失・全壊などが発生しているが、堤内地における家屋被

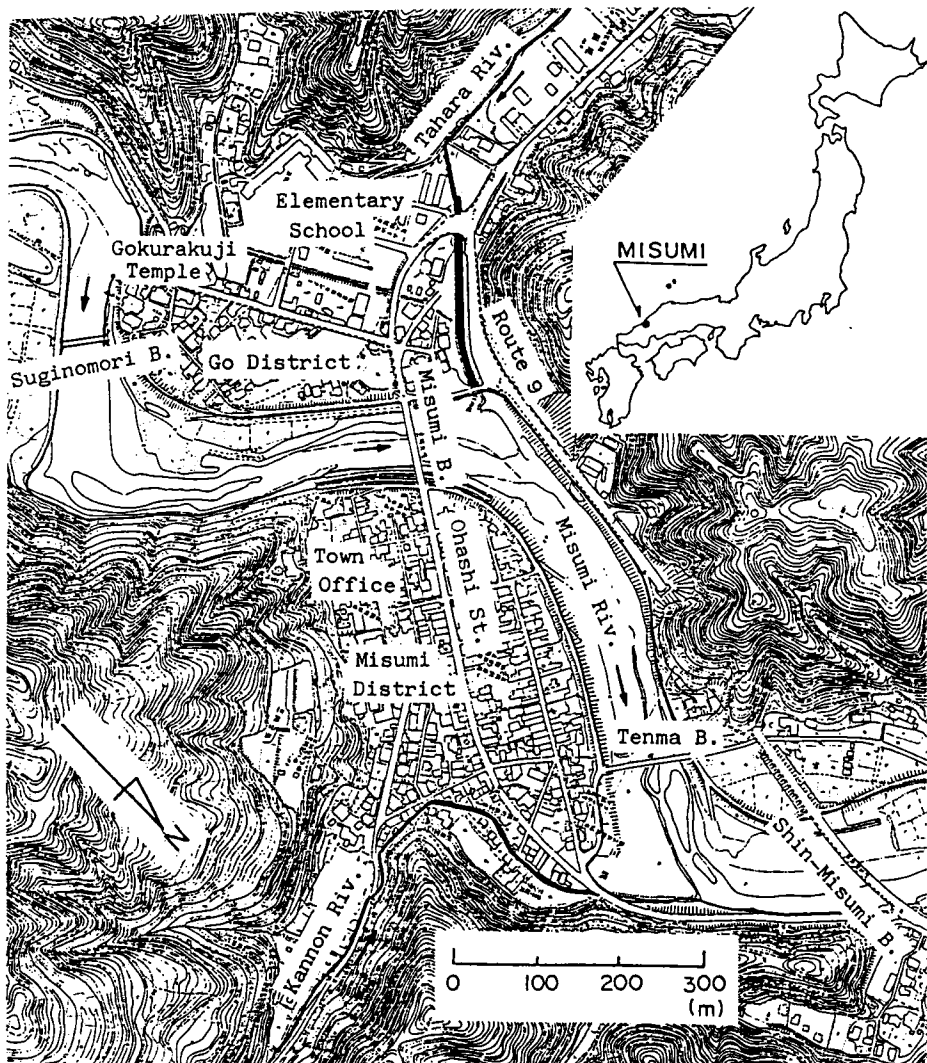


図1.33 三隅および郷地区の概要

害の実態および被災家屋と外力との関係については次章で検討する。

(2) 流域の概要と氾濫の実態

三隅、郷地区の洪水痕跡、家屋被害、三隅川の縦横断形状が島根県土木部河川課および三隅町役場

で調査され、平面図(縮尺1/2,500、1/1,000)にまとめられている。これら平面図と1/2,500の空中写真(災害前:1980年2月25日、災害後:1983年7月26日)および現地調査(測深用ポールと洪水痕跡の写真撮影による浸水深測定)から、これら両地区の洪水氾濫の実態を明らかにする。

(a) 三隅地区および郷地区の概要

三隅川は延長38km、242km²、平均河床勾配1/53という急流河川である。三隅町の三隅、郷両地区は、図1.33に示すように、河口から約4.5km付近の谷底平野に発達した市街地である。三隅川はこの付近で上流に向かってS字型に屈曲しており、河床勾配が1/300程度ということもあって、著しく疎通能力を欠いている。また、堤内地を守る現在の河川堤防本体は、1943年9月20日の台風16号、1944年9月17日の台風16号および1945年9月17日の枕崎台風(台風16号)の三年連続の台風にもなる集中豪雨による被災の結果、1948年まで続いた災害復旧工事によって、修復されたものである。その詳細は別紙に譲るが²⁷⁾、特徴としては、計画高水流量を1,700m³/secとし、霞堤による洪水の一時的な貯留効果を期待していることであろう。

さて、三隅、郷両地区には家屋がそれぞれ約550棟および220棟を数える。三隅地区を貫通する大橋通りに沿って、平均路面勾配は約1/300であって、ほぼ河床勾配と平行しているといえよう。また、堤内地の家屋等の配置については、三隅地区は土地区画整理事業が既に行われ、地割りが格子状になっているのに対し、郷地区は旧来のままであるが、空地や小学校の校庭などが点在し、家屋の密集度は前者に比較して小さい。

(b) 三隅川の河道特性と堤内地の地形特性

図1.34は三隅大橋直上流部から新三隅大橋付近までの約1kmの区間における河幅、堤防天端高および洪水後の河床高の距離的变化を示したものである。河幅については、郷地区を流下する田原川の合流点および三隅地区の下流側で観音川が流入する位置でそれぞれ平均河幅(100m)より20mおよび60m程度広がるが、途中の旧国道9号線では左岸側に山が迫っているために、逆に30m程度狭くなっている。この事実と前述したS字型の屈曲地形のため、とくに旧道付近の疎通能力がほかの区間に比べて劣っていたと考えられる。一方、堤防天端高については、右岸側のものがかなり河床勾配と平行になっているのに対し、左岸側は背後が山であるため、無堤のところや旧道の起状がそのまま天端高に現われて低くなっているところがある。平均河床高は、いずれの弯曲部の内側にも図1.33に示すように大きな砂州が発達しているために、その影響を受けて複雑に変化しているが、その平均勾配は1/300程度であることがわかる。なお、ここで注意し

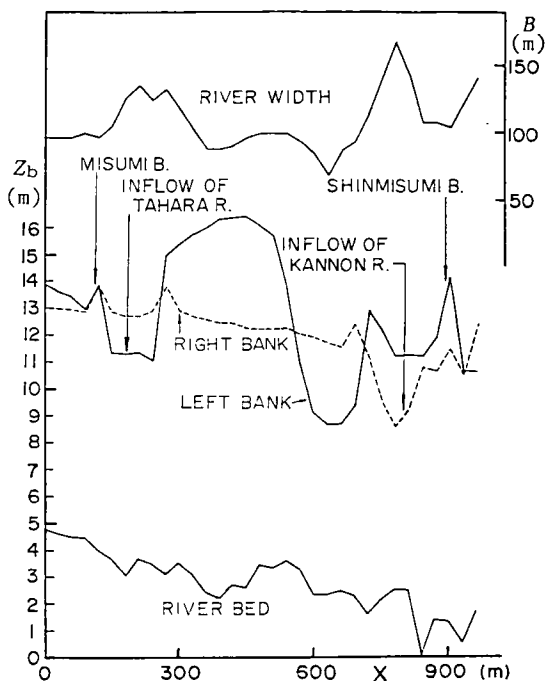


図1.34 三隅川の河道特性

(三隅大橋付近～新三隅大橋付近)

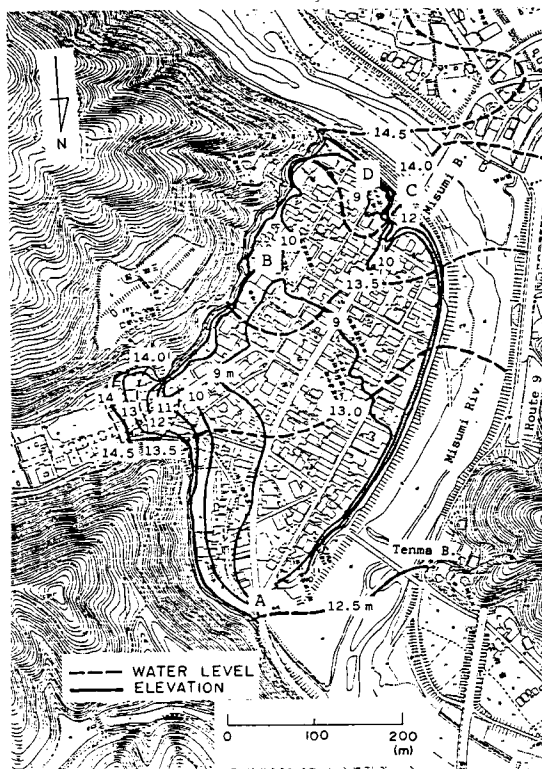


図1.35 三隅地区の地盤標高と洪水時の水位

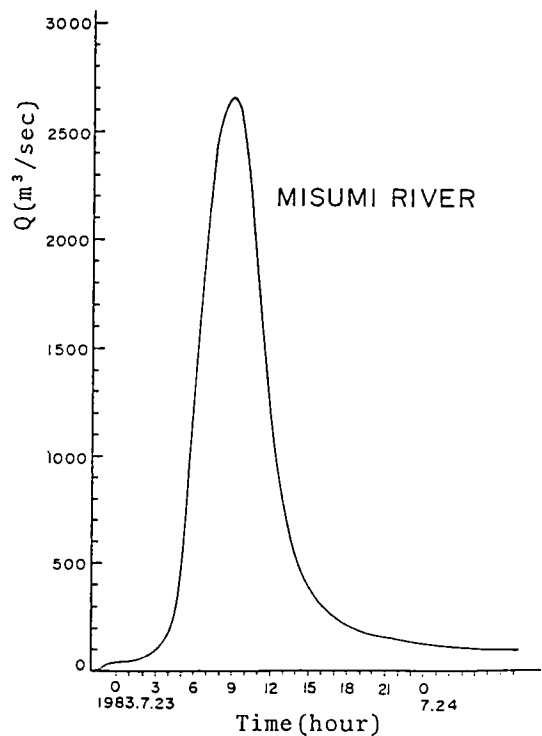


図1.36 田原川合流地点における三隅川の洪水ハイドログラフ

なければならないのは、田原川と観音川の三隅川への流入点においては、本川堤防は不連続で、霞堤の様相を呈していることであって、当然のことながらこれが両地区の洪水氾濫の特性をかなり支配すると推定される。図1.35は三隅地区における地盤高をT.P.を基準として1m間隔で示したものである。これより、下流の霞堤(図中の点A)から三隅町役場(同B)付近までの三隅地区の約2/3は9mの等高線で囲まれており、かなり平坦であることがわかる。しかし、三隅町役場から三隅大橋(同C)にかけては、商店街である大橋通りに沿って勾配が約1/50と急になっている反面、この付近の最低地盤高位置が浄水場付近(同D)であることからわかるように、この道路からはなれたところでは町役場付近より地盤が低くなっており、逆勾配のところも見受けられる。このことから、三隅大橋付近で溢水した場合、大橋通りを中心とした地区でかなり流速が大きくなると推定される。

(c) 洪水の特性

三隅川下流の増水は、7月23日の真夜中から始まり、霞堤から堤内地への逆流が夜明け前であって、かつ大半の住民が早期に避難したために、洪水氾濫の時間経過は明らかではない。しかし、現地における対岸住民を含めた聞き込み調査、町役場屋上からの写真解析あるいは後述する氾濫の数値シミュレーション結果を総合して考えると、つぎのようであったと推察される。すなわち、図1.36に示すように三隅大橋付近での三隅川本川のハイドログラフはすでに角屋ら²⁸⁾によって計算されており、これによれば7月23日午前5時付近から急激な流量の増加がみられる。三隅地区の対岸の天満宮付近の住民によれば、この時刻では天満橋の右岸で腰あたりまで浸水していたそうである。下市といわれる



写真1.1 三隅町役場屋上から撮影された三隅大橋付近の氾濫状況（三隅町役場提供）

((a):1983年7月23日午前8時頃、(b):同午前8時30分頃)

三隅地区の北1/3では、地盤上1.5mの位置にあった柱時計が午前8時付近で止まっていたことから、この証言は妥当であろう。この浸水は観音川下流の霞堤から本川の洪水が流入したと考えるべきであって、田原川下流部でも同様の状態であったと推定される。これら両地区がいわば小遊水池的な働きをしたにもかかわらず、本川水位はなおも上昇を続け、結局、郷地区最上流部の極楽寺付近の弯曲部と三隅大橋付近の右岸で、午前8時頃に流量が $2,500\text{m}^3/\text{sec}$ 付近になり溢水が発生したといわれている。

前述したように、河道疎通能力は $1,700\text{m}^3/\text{sec}$ 程度であるので、その差 $800\text{m}^3/\text{sec}$ が上流域を含めた堤内地への氾濫でカットされたと考えられよう。

写真1.1(a)は午前8時前後の三隅大橋付近の様子を町役場の屋上から写したものであり、三隅地区ではほぼ堤防天端まで湛水しているが、右岸天端の堤内地側に植えられた4本の桜の木が健全なことが確認できる。すなわち、この時点では、溢水あるものの破堤はしていなかったことがわかる。なお、この付近の堤防の表法面はブロック張り、天端はアスファルトの簡易舗装であるが、裏法面は草付である。しかし、写真1.1(b)では完全に4本の桜の木が流失しており、三隅大橋の右岸側橋台の移動とこの付近約250mの堤防の決壊が同時刻頃に発生したと推定される。この間、約10~30分程度の時間経過であり、洪水を堰上げたこの橋桁と欄干に注目すれば、水位上昇はさらに50~100cm程度であったと判断される。一連の浸水状況を撮影した写真では、特に屋根瓦に洪水痕跡がはっきり残っており、写真1.1(b)が最高水位時のもの

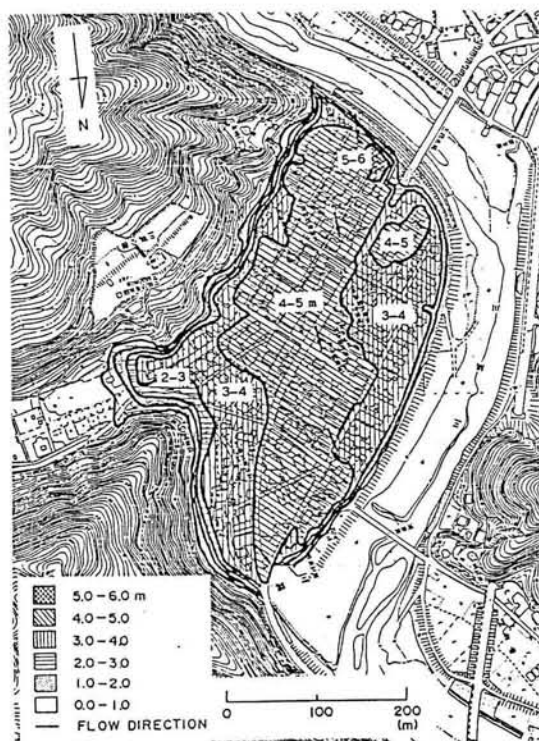


図1.37 洪水痕跡調査をもとに作成した
三隅地区の氾濫水の水深の分布

であると結論された。したがって、三隅大橋付近の最大越流水深は1mということになる。堤内地側では霞堤からの背水による浸水のため、堤防付近ですでに3m前後の湛水深があったので、これらのことから考えて、破堤は瞬時に行なわれたのではなく、10分程度の時間経過があったと推察されよう。

(d) 氾濫水の挙動

図1.37は調査結果から作成した最大湛水深の平面分布であり、洪水氾濫当時の卓越流向も示している。本川と観音川の合流点の霞堤から浸水が始まったのが真夜中のことであり、かつ午前5時18分に避難命令が発令され、三隅地区のほとんどの住民が町役場に避難したので、浸水状況の詳しい経時変化は明かではない。同図により大部分の地域で4m以上の浸水深が記録されているのがわかる。また、破堤地点から三隅川の本堤沿いに浸水深が3m以上を記録している。これはほとんど堤内地の微地形に対応しており、卓越流向もほぼこれに沿っている。前出の図1.35には洪水痕跡調査から得られた等水位曲線も図示してある。これから、等水位曲線が大橋通りやそれに平行して通っている道路と直角に交差せず、斜めに横切り、流水が図1.37に示すような方向に流れたことを表わしている。この原因としては微地形によるもののほか、つぎのことが挙げられよう。すなわち、三隅大橋付近の右岸の堤防決壊に伴って、大橋通りに沿って主流が流下したことは、この通りに流木等が多量に堆積した状態を示した写真1.2から容易に想像される。しかし、流下方向にたとえばコンクリート構造物などの不動のものがあれば、流木等の漂流物はその前面で堆積し、より流水に対して障害物になる。このため、三隅地区の場合、点する空き地や駐車場を結ぶ線が1本の流路になったことは空中写真からも判読することができた。これは、後述する流失・全壊家屋の平面分布や流木等の堆積分布からも確認できる。したがって、流向は経時的に変化したと考えられ、図1.37に示した流向は最大浸水深時、すなわ



写真1.2 大橋通りに堆積した流木（三隅町役場提供）

ち午前8時30分前後のものに対応していると推定されよう。この場合、平均水面勾配は約1/280であって、破堤時には三隅大橋付近でかなりの流速があったものと思われる。

(3) 洪水氾濫解析

ここでは、今回の洪水氾濫災害で得た調査結果をどの程度ここで述べた数値シミュレーション手法で再現できるかを主眼点とし、氾濫計算を実行する。

今回対象とする計算領域およびその地盤高の分布は、それぞれ図1.38(a)および図1.38(b)に示しておりである。これらの図からわかるように、三隅川の河道がかなり屈曲しており、破堤や堤防からの溢水が発生するので流速の場所的变化がかなり大きくなるところが存在するものと思われる。

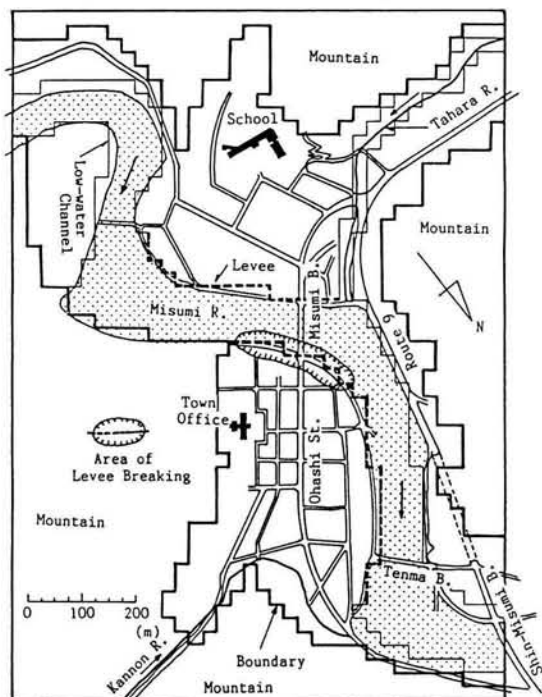


図1.38(a) 計算領域

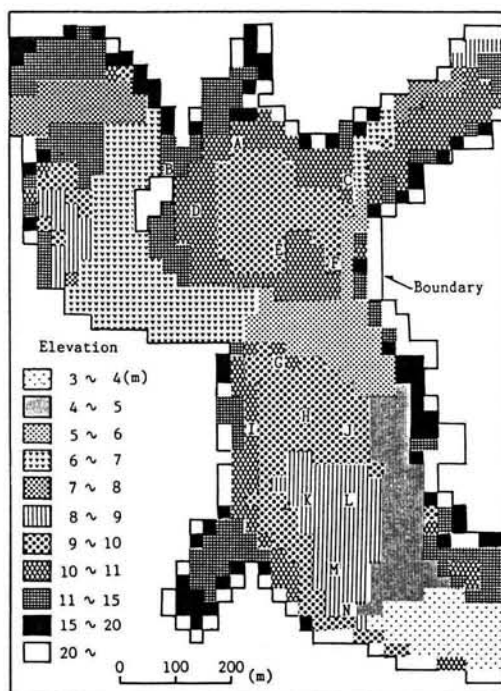


図1.38(b) 地盤高の分布

(a) 境界条件

図1.38(a)において、北東方向に x 軸、北西方向に y 軸をとり、空間差分間隔をそれぞれ $\Delta x = \Delta y = 25\text{m}$ とすると、総格子数は 50×36 となる。堤防については、図1.38(a)で太い破線で示された部分は越流可能な堤防とし、格子線に沿った線上に配置した。越流の方法は1. 2. 4で述べたような取り扱いをした。田原川については、25m以下の河道幅であってもこれを近似的に1格子サイズで表している。なお、時間差分間隔は0.1secとしている。粗度係数については、河道において連続する屈曲部や複数の橋桁を有していることや、つぎに述べるように、流入境界地点における最大流量時の粗度係数の算定結果などを考慮して、これを0.04とし、堤内地では、市街地を形成していることもあって従来用いられている宅地域の粗度係数0.06⁵⁾を用いることにする。

さて、三隅川上流端の流入条件すなわち、流量ハイドログラフから求められる水深および流量フラックスの時間的変化の算定方法について若干の説明を加えておこう。というのは、流量が変化するこ

とによって流入境界における河道幅が変化するため、その流量に応じた河道幅、水深および流量フラックスを求める必要があるからである。流入開始点は郷地区上流部の極楽寺弯曲部直上流の直線区間を取っており、ここで図1.36に示した流量ハイドログラフから、流量フラックス vh と水深 h を境界条件として与える必要がある。既知量としては、10分毎の流量のみであるから、このときの水深を求めるため以下のような手法を用いた。すなわち、(I) 最大流量とそのときの境界における痕跡水位とから最大流量時の水位を満足するような粗度係数 n を次式の等流計算によって求める。

$$Q_{max} = vBh = \frac{1}{n} I^{1/2} \left\{ \frac{\sum_i (\Delta x_i h_i)}{\sum_i (\Delta x_i + l_i)} \right\}^{2/3} \dots\dots\dots (1.93)$$

ここに、 Q_{max} ; 流出計算によって求められる最大流量で、角屋らによって既に $Q_{max}=2,659\text{m}^3/\text{sec}$ で与えられている。 n ; 最大流量時のManningの粗度係数、 B ; 流入境界における河幅で、 $B=\sum_i \Delta x_i$ 、 l ; 深

さ方向の潤辺、 l ; 水面勾配である。水面勾配は流入境界点付近の実測値から読みとって $l=0.0013$ とし、流入境界点の地盤高およびその最大痕跡水位 $H_{max}=16.92\text{m}$ を用いて n を求めると、 $n=0.04$ となる。(II) この n を用いて(1.93)式から求まる Q と各10分毎の流量が一致するような水深 h を繰り返し計算によって求める。(III) 流入点の各メッシュの流量フラックスは、そのメッシュの水深に比例した値とする。以上の方法により、流入境界メッシュにおける境界条件が設定される。下流端においてもこれと同様の流出条件を与えた。

なお、田原川の流量ハイドログラフは図1.39に示

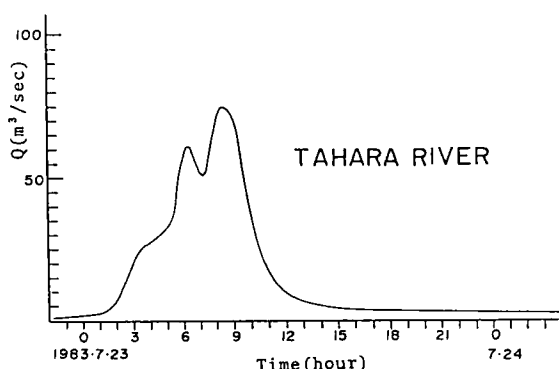


図1.39 田原川の洪水ハイドログラフ

すように、ピーク流量で $80\text{m}^3/\text{sec}$ 程度であって、これの流入条件も三隅川の場合と同様にして与えた。

初期条件は、1983年7月23日午前0時の流量 $38.8\text{m}^3/\text{sec}$ を三隅川に、 $1.6\text{m}^3/\text{sec}$ を田原川にそれぞれ3時間通水して定常な流れを作ることによって求めた。

氾濫水の先端の条件に関しては、threshold水深で定義することにする。すなわち、

$$h < 0.001 \text{ m} \rightarrow N \text{ or } M = 0$$

である。

(b) 破堤条件

破堤発生の正確な時刻と最終破堤状態に至るまでの所要時間および規模等については不明な点が多い。したがって、ここでは、三隅川流入

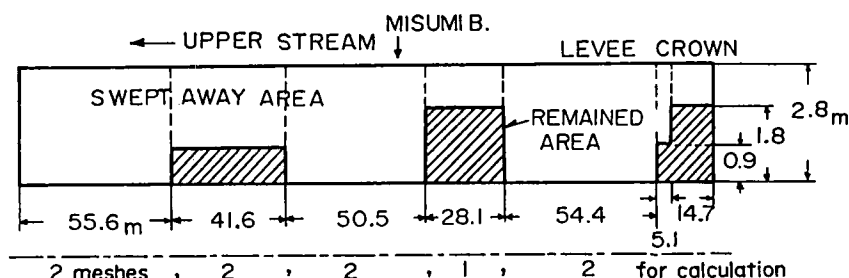


図1.40 破堤の概要

境界での流入がピークに達する7月23日午前9時00分に破堤を開始させ、破堤完了までの所要時間を10分と仮定する。破堤方法は、図1.40に示す現地調査より得られた破堤後の堤防高まで、該当する堤防高をその破堤深さ比例して時間的に下げていくというものである。図中の斜線部分は一部残存したところである。図1.38(a)にはこの破堤箇所に対応する堤防が示されている。

(4) 計算結果の考察と実測値との比較

図1.41(a)～(f)および図1.42(a)～(f)はそれぞれ7月23日午前5時、6時、7時、9時、9時10分および午後1時における水深の分布および流速ベクトルの計算値を示したものである。これらの図より以下のようなことが分かる。すなわち、午前5時の図1.41および図1.42の(a)図は流量が $400\text{m}^3/\text{sec}$ 程度の頃の様子を表わしており、この時点では三隅川の水は河道内に収まっており、田原川も溢水を起こしていない。(b)図では田原川の溢水氾濫が生じ、郷地区で $1\text{m}\sim 2\text{m}$ の浸水を呈している。さらに、極楽寺の水衝部で三隅川の溢水が起きている。三隅地区では観音川との合流部における不連続堤部分での河道

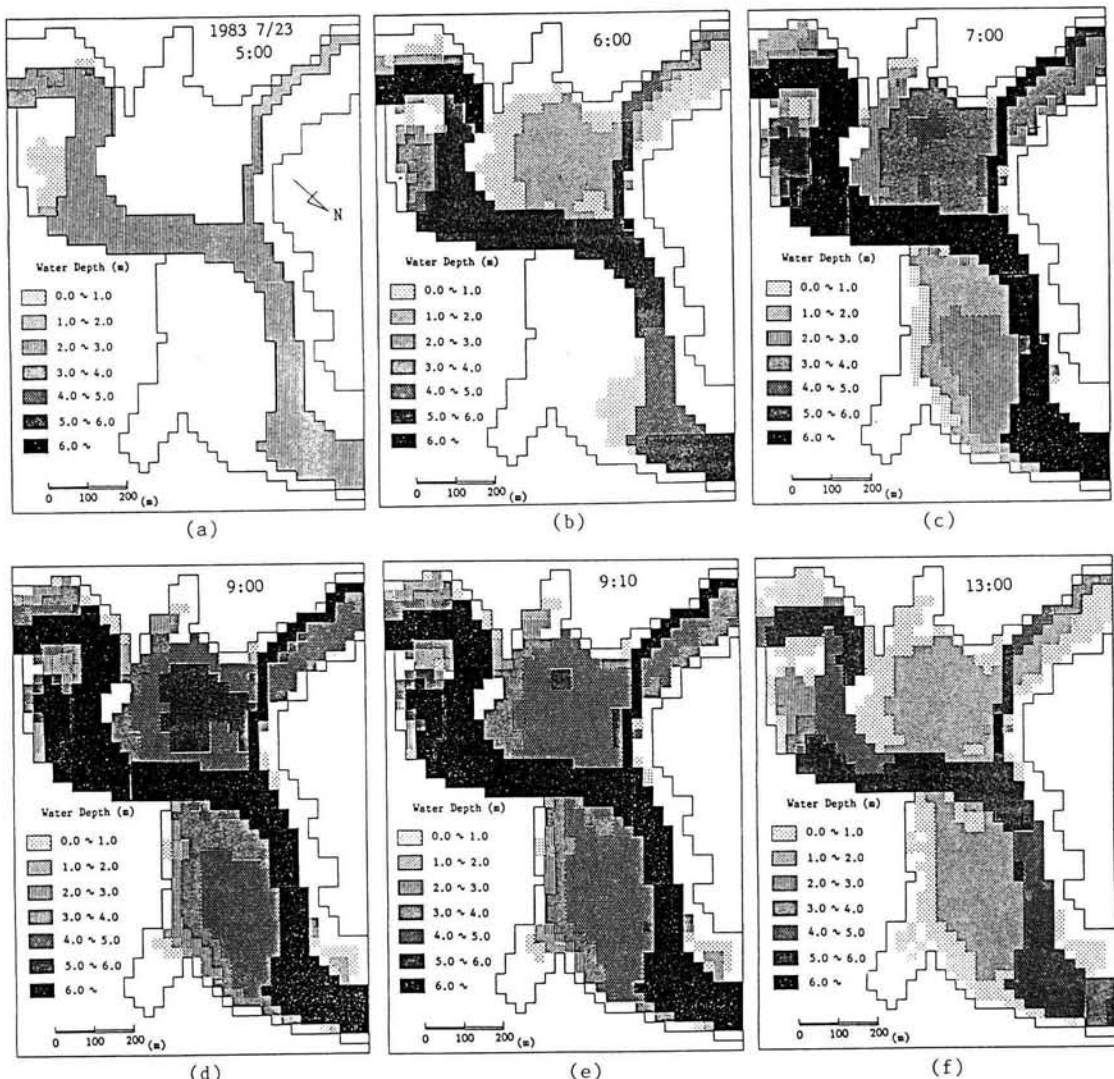


図1.41(a)～(f) 氾濫水の水深分布に関する計算結果

水の流入が生じている。(c)図の午前7時には三隅大橋上流部で堤防を越流した河道水が三隅地区へ流入し、2m～3mの浸水深を記録している。三隅町役場発行の広報「みすみ」²⁹⁾によると、午前7時58分三隅大橋上流側の右岸堤を溢水したとあり、計算ではこれよりも早く溢水したことになるが、用いた流量ハイドログラフでは午前7時には1900m³/sec、午前8時には2500m³/sec程度の流入流量になっており、前述したように河道疎通能力が1700m³/sec程度であるので、このハイドログラフをそのまま使用した限りでは午前7時の段階で溢水を開始しているこの計算結果はもっともな結果といって良いであろう。なお、郷地区においては午前7時には3m以上の湛水深を記録している部分がほとんどで、4m以上のところも一部分存在している。(d)図は午前9時の破堤開始直前の状態を示した計算結果である。実際には、「みすみ」によれば午前8時30分頃破堤したとのことであるが詳細は不明である。この時点において、三隅地区はほとんどのところで4m以上の浸水深を記録しており、郷地区の中央部では5m以上の浸水深となっている。(e)図は破堤完了直後の午前9時10分における状態を示した計算結果で

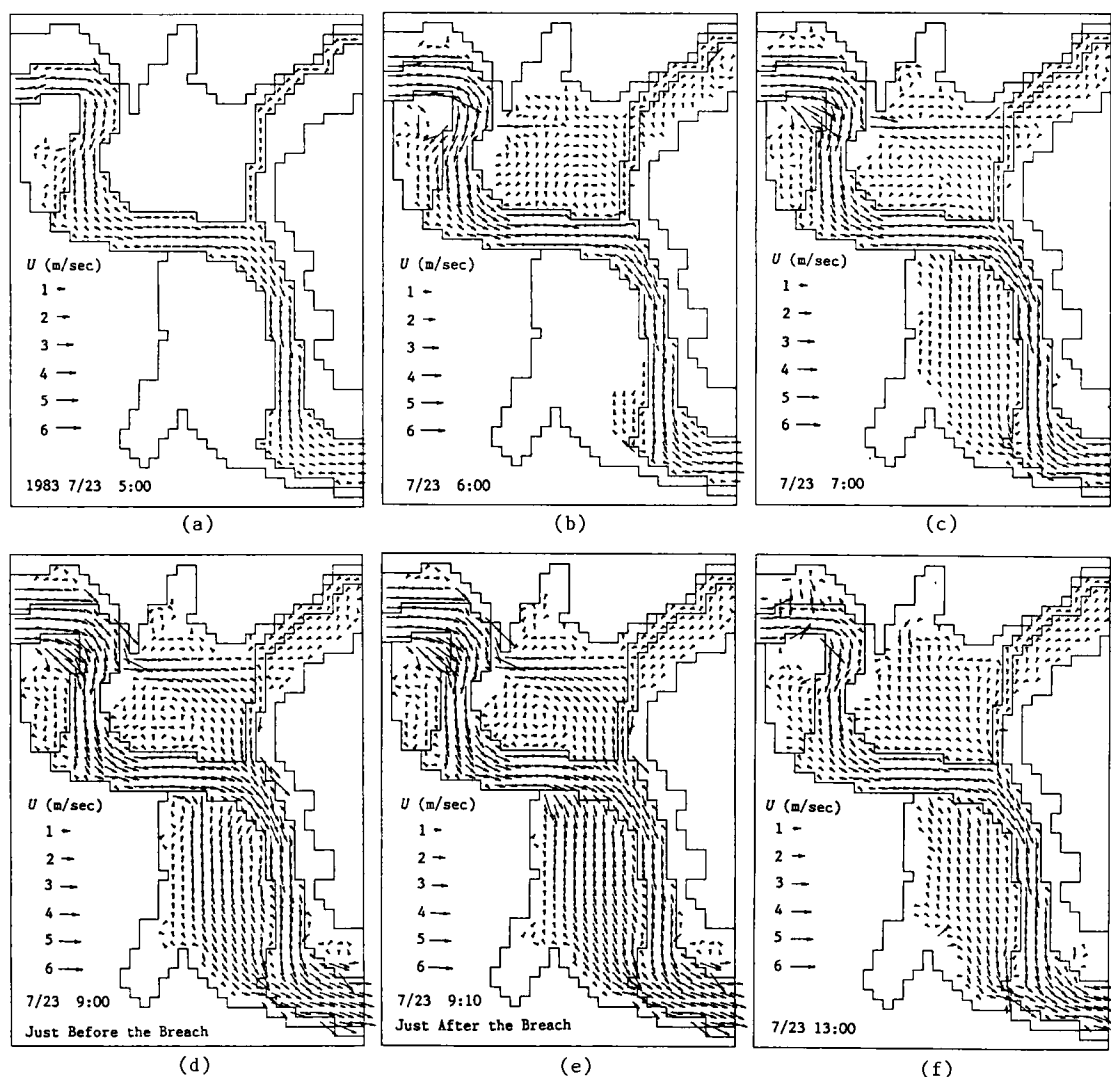


図1.42(a)～(f) 氾濫水の流速ベクトルに関する計算結果

ある。三隅地区では破堤口からの強い流入流速があり、全体的に4mを越えた湛水深となっており、図1.37に示したような観測流向および実測湛水深の分布とも比較的良く一致している。郷地区では破堤によって河道内水位が低下したことにより、5m以上の湛水深を記録していた部分がほとんど無くなって4m～5mの湛水となっている。(f)図は午後1時の状況を示しているが、この時点では河道内水位の低下により三隅地区および郷地区に湛水していた氾濫水がかなり引いて、1m～2m程度の浸水深となっている。また、極楽寺の弯曲部における溢水も無くなっている。

さらに、堤内地のいくつかの地点における水位の時間変化を見てみよう。図1.43は図1.38(b)に示

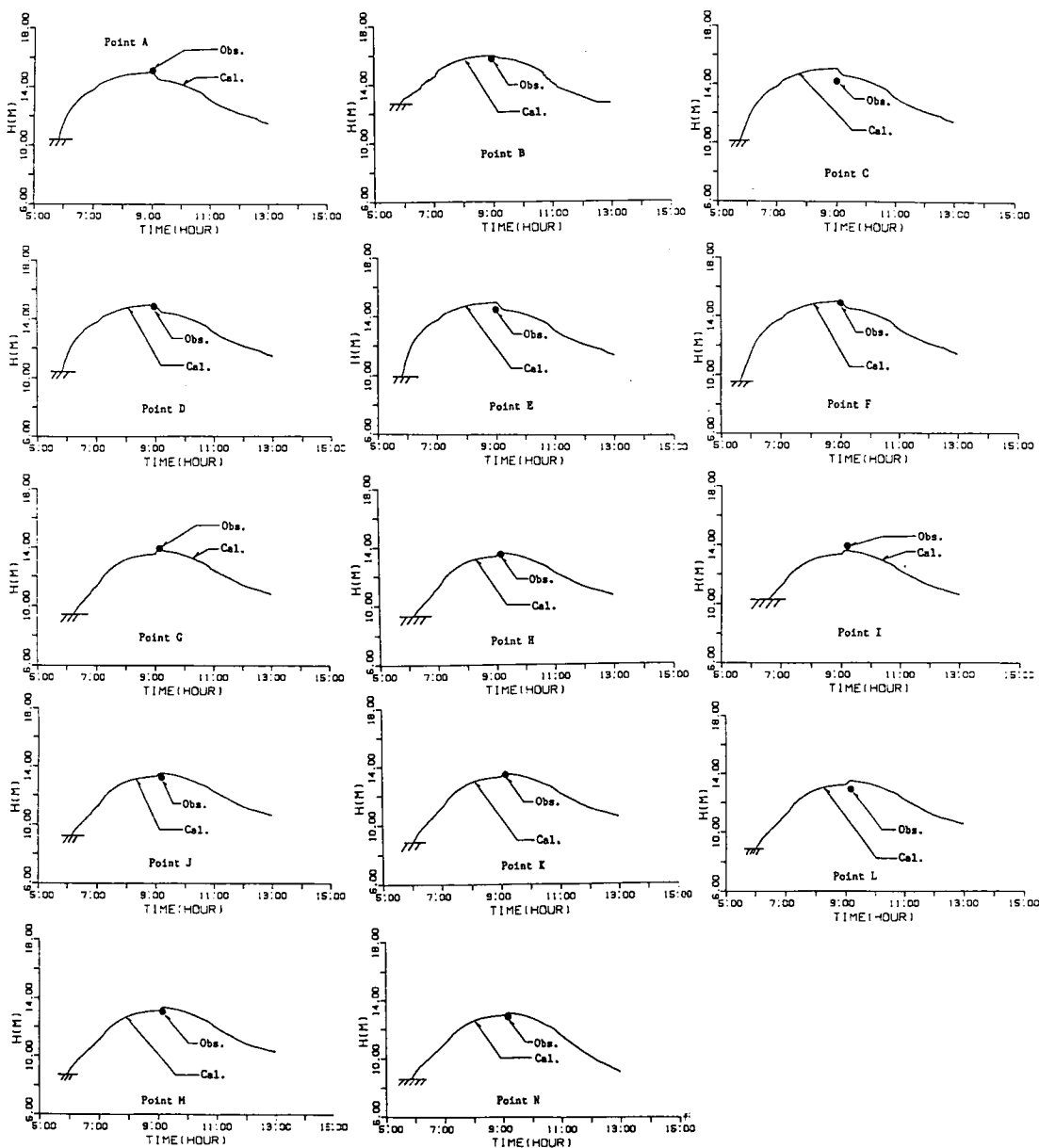


図1.43 水位の時間変化に関する計算値と洪水痕跡から求めた実測値との比較

した各地点の計算水位の時間変化と実測値とを比較したものである。なお、実測値の横軸の値には最高水位を示した午前9時をとっている。郷地区での記録を示したPoint A~Point Fでは、破堤によって水位が、多いところで50cm程度低下し、一方三隅地区ではそれが50cm程度上昇していることがわかる。また、実測値と計算値は両地区において良く一致しており、前述した破堤や溢水の時間的なずれは別として、本計算によって三隅川の洪水氾濫現象が極めて正確に再現されることが判明した。

1. 6 結 語

本章においては、洪水氾濫水の挙動を説明し得る洪水氾濫シミュレーション手法について述べるとともに、実際の洪水氾濫現象への適用を試みた。それらを要約すれば以下のようである。

- (1) 洪水氾濫現象を対象として、二次元平面流れに関する基礎方程式を誘導し、数値計算を実行するためにその差分式を示した。
- (2) 市街地家屋群や排水路の影響を考慮した計算方法を示した。そしてそれぞれについて水理実験結果と比較・検討した結果、ここで示した方法で実験結果がある程度説明されることが判明した。しかしながらここで提案した通過率の適用限界や数値計算の安定性、精度については検討されていない。基礎式が二次元の非線形方程式系であるため、これらの問題に対する回答はかなり困難であると思われるが、研究の目的が災害危険度の評価に対する方法論であり、その手段として氾濫シミュレーション手法が有用であることを示したのであって、シミュレーション法の精度やその改良については今後さらに検討を要する課題である。
- (3) 本手法を昭和57年の長崎豪雨災害における中島川の洪水氾濫現象と昭和58年の山陰豪雨災害における三隅川の洪水氾濫現象に適用し、災害の再現を試みた。中島川の洪水氾濫においては、河道を排水路と見立てた解析と河道を1格子サイズにとった場合の2通りの計算を実行したが、それぞれの方法には一長一短があるが、いずれの方法によってもある程度現象が説明できることが明らかになった。
- (4) 中島川と三隅川の洪水氾濫解析のいずれにも格子サイズの制約から通過率を用いた計算が行えなかった。長崎災害における長崎市内の道路や三隅地区での大橋通りでは道路を河道と化して氾濫水が流れたとの証言もあり、実際に長崎災害では自動車やバスまでも道路上を浮くようにして流れたという事実もある。通過率の概念ではこのような現象は扱えず、別の取り扱い方が必要であろうが、実際の氾濫での通過率の適用性の検討と水路と化した街路や空き地等の取り扱い方についてはさらに検討が必要である。

参 考 文 献

- 1) 井上章平:洪水氾濫予想区域の設定について,河川,No.352,1975,pp.12-14.
- 2) たとえば,McDonald,A. and D.Ledger: Flood Area Modeling from an Elementary Data Base, Jour.of Hydrology,Vol.53,1981,pp.85-94.
- 3) 大矢雅彦:水害地形分類図,1979年度水工学に関する夏期研修会講義集Aコース,1979,pp.A-4-1-A

-4-15.

- 4) たとえば、角屋 睦・早瀬吉雄・岡 太郎:昭和49年7月豪雨による伊勢市水害の発生過程,京都大学防災研究所年報,第18号B,1975,pp.453-468.
- 5) Xanthopoulos,T. and C.Koutitas: Numerical Simulation of a Two Dimensional Flood Wave Propagation Due to Dam Failure,Jour.of Hydraulic Research,Vol.14,No.2,1976,pp.321-331
- 6) Katopodes,N and T.Strelkoff: Computing Two-Dimensional Dam-Break Flood Waves,Proc.of ASCE,Vol.104,HY9,1978,pp.1269-1288.
- 7) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文:氾濫水の水利の数値解析法,京都大学防災研究所年報,第23号B-2,1980,pp.305-317.
- 8) 梅津 剛・川原睦人:移動境界を考慮した洪水氾濫流の有限要素法解析,第1回数値流体力学シンポジウム講演論文集,1987,pp.231-234.
- 9) 山本晃一・末次忠司・桐生祝男:氾濫シミュレーション(2) -治水研究(12)- ,土木研究所資料,第2175号,1985.
- 10) 有賀世治:有堤河川の破堤による氾濫区域の推定に関する実証的研究(第1報および第2報),東海大学紀要,No.8およびNo.9,1977,pp.133-178.
- 11) 高橋正敏・石原安雄・小葉竹重機:破堤氾濫水の挙動に関する実験的研究(1),土木学会年次学術講演会講演概要集第2部,第34回,1979,pp.109-110.
- 12) 高橋 保・中川 一・西崎文能:堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究,京都大学防災研究所年報,第29号B-2,1986,pp.431-450.
- 13) 高橋 保・中川 一・寛 崇弘:排水路網を考慮した洪水氾濫解析,京都大学防災研究所年報,第31号B-2,1988,pp.617-632.
- 14) 伊藤 剛編:数値解析の応用と基礎,アテネ出版,1971,pp.206-207.
- 15) 岩佐義朗・井上和也:氾濫原における洪水の挙動の解析(2),自然災害科学総合シンポジウム講演要旨集,第21回,1984,pp.343-346.
- 16) 井上和也:開水路非定常流の数値計算とその水工学への応用に関する研究,京都大学学位論文,1986,pp.198-214.
- 17) 相田 勇:陸上に溢れる津波の数値実験 -高知県須崎および宇佐の場合-,東京大学地震研究所彙報,第52号1977,pp.441-460.
- 18) 中川 一・高橋 保:堤防の決壊による市街地の洪水氾濫に関する研究,土木学会年次学術講演会講演概要集第2部,第40回,1985,pp.113-114.
- 19) 後藤智明・首藤伸夫・笹川稔郎:陸上大障害物群の津波氾濫時における抵抗,水理講演会論文集,第25回,1981,pp.125-132.
- 20) 高橋 保・大久保賢治・中川 一:昭和57年長崎豪雨による中島川の洪水氾濫解析,京都大学防災研究所年報,第26号B-2,1983,pp.109-126.
- 21) 岩佐義朗・井上和也:氾濫原における洪水の挙動の解析,自然災害科学総合シンポジウム講演要旨集,第20回,1983,pp.222-225.
- 22) 河西茂行:堤防の決壊による洪水と土砂の氾濫に関する研究,京都大学卒業論文,1985.

- 23) 京都大学防災研究所富山地区災害調査グループ:富山地区災害調査,昭和44年8月水災害の総合調査研究報告書,1970,pp.40-85.
- 24) 高橋 博・木下武雄・植原茂次・藤田寿雄・小松章一・山口高志:豪雨・洪水防災,白亜書房,1987,p.158.
- 25) 河田恵昭・中川 一:三隅川の洪水災害 ― 洪水氾濫と家屋の被害 ― ,京都大学防災研究所年報,第27号B-2,1984,pp.179-196.
- 26) 河田恵昭・中川 一:三隅川の洪水災害 ― 洪水氾濫と家屋の被害 ― :文部省科学研究費突発災害調査報告書(昭和58年7月山陰豪雨災害の調査研究,研究代表者:角屋 睦),1984,pp.128-139.
- 27) 三隅町役場編:建設の歌 ― 三隅川災害復旧工事竣工記念号 ― ,1948,pp.1-31.
- 28) 角屋 睦・岡 太郎・増本隆夫・田中礼次郎・今尾昭夫:島根西部河川の洪水流出特性,文部省科学研究費突発災害調査報告書(昭和58年7月山陰豪雨災害の調査研究,研究代表者:角屋 睦),1984,pp.99-104.
- 29) 広報「みすみ」:三隅町役場総務課編集,No.331,1983.

第2章 河川堤防の決壊に伴う木造家屋の流失危険度に関する研究

2. 1 概 説

氾濫災害に対する河川堤防や防潮施設などのいわゆるハードウェアと、気象情報や避難情報などのソフトウェアが不備であった時代には、死者の多くは家屋の流失・全壊に伴って発生したことが、災害資料の解析から明らかにされてきた^{1), 2)}。このようなハードウェアとソフトウェアがかなり充実している現在では、こういったprimitiveな形での被災は生じにくいと考えられるが、異常外力の発生はあくまでも確率的であるということと、ハードウェアとソフトウェアからなる対洪水防御システムが高度化すればするほど、それが一旦破綻すれば未曾有の被害をもたらすということから、破堤に伴う家屋構造物の被害発生過程を明らかにすることがやはり重要である。

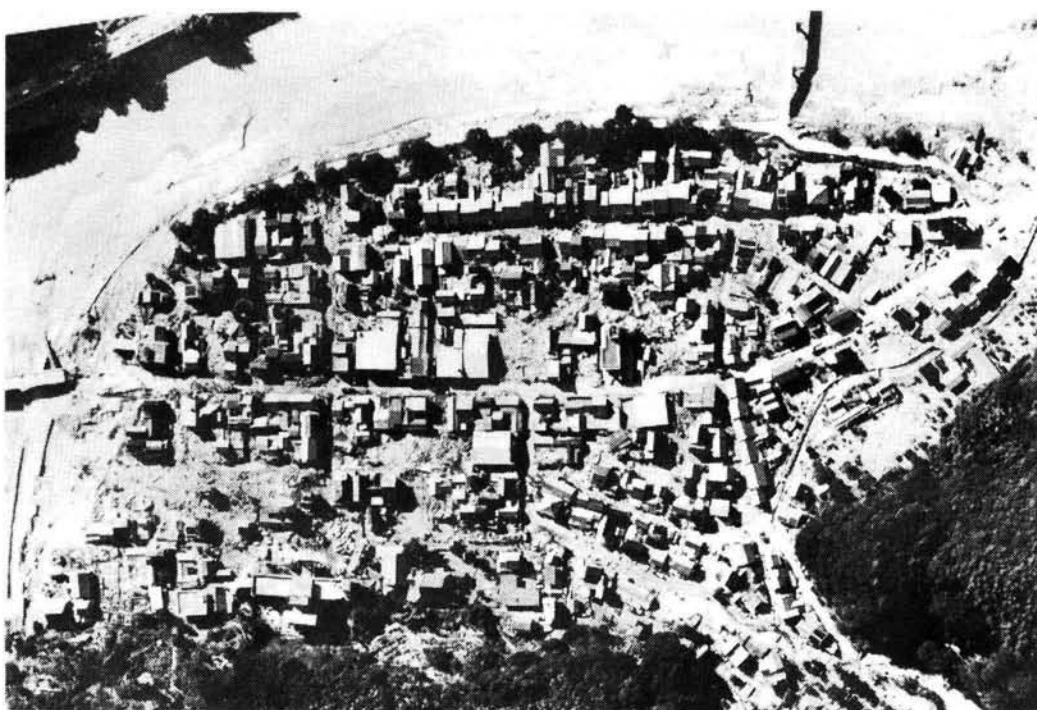
河川の洪水、高潮や津波の堤内地あるいは背後地への氾濫解析が実施されつつあるが、これをどの様にして被災危険度や防災対策に結びつけていくかといったことは精度の高い実証資料があまり無いことも一因となってほとんど未解明であるといえよう。そこで、氾濫解析から得られる水深や流速に関する情報をもとに、どのような外力をもった洪水氾濫によって堤内地の家屋構造物がどのような被害を受ける可能性があるのか、ということを明らかにし、氾濫解析と被災過程とを結びつけることを考えていく。

さて、我が国の住宅家屋の多くは木造であり、洪水氾濫時には容易に浸水を許し、あるいは流水によって破壊される危険性を孕んでいる。また、都市化の進行によって、安価な土地を求めるために、洪水に対して脆い場所に安価な住宅を建てることとなり、ますますその危険性が増している。それ故、氾濫危険区域では、木造家屋を代表とする比較的弱い建造物に対して、浸水時の構造物の安全性、すなわち、変形や倒壊流出の危険に対する安全性を満たすような基準を定めねばならないと考える。実際、アメリカでは洪水氾濫原に家屋を建てる場合、家屋の構造に関して各種の規定があり、それを満足するものでないと建築許可が下りないこととなっている。ただし、過った判断に基づく安全基準の確立は、危険であるにもかかわらず家屋に固執しようとする可能性を生じるかも知れない。従って、まず、構造的に比較的弱いとされる木造家屋が、流水によって受ける流体力に対し、どれほどの耐力を有するのか、また、それを支配する因子は何かを明らかにする必要がある。さらに、これをもとに、水理学的な根拠に基づいた洪水に対する家屋の流失危険範囲の予測および土地の開発規制に対する指針を明らかにすることも必要となろう。

本章では、以上のことを踏まえ、地域における洪水危険度を評価する一段階として洪水氾濫危険区域における木造家屋の流失危険度について考察を行なう。台風による家屋被害に関する資料はかなり残されているが、破堤氾濫による被害は外力が不明なものが多く、詳細な資料はほとんど無い。そこで、ここではまず昭和58年山陰豪雨災害による三隅地区の堤防決壊による家屋流失の実態を詳細に検討し、家屋被害と外力との関係を明らかにする。ついで、木造家屋の流失危険度指標を水理実験結果と三隅地区の実際の災害資料とから明らかにし、それを昭和41年の奥越豪雨災害における真名川の閉塞による家屋流失現象の再現および京都南部巨椋流域を対象とした堤防決壊による木造家屋の流失危険度予測に適用する。さらに、河川堤防決壊の初期には氾濫水は非定常性が強いものと思われるので、



(a)



(b)

写真2.1 災害の前後に撮影された三隅地区の空中写真（島根県庁提供）

(a): 災害前（1980年2月25日） (b): 災害後（1983年7月26日）

Dam-Breaking流れの解析から得られる水理量から流体力を求め、これを家屋構造物に作用するモーメントに変換して、流れの非定常性を考慮した木造家屋の流失危険度についても検討する。

2. 2 昭和58年山陰豪雨災害における三隅地区の家屋被害の実態³⁾

2. 2. 1 家屋被害の状況

昭和58年7月の山陰豪雨災害に関する概要は前章で述べた通りであるの省略するが、破堤による家屋被害についてここでは詳細に検討する。

被害家屋の現地調査と写真2.1(a)および(b)に示した災害前後の空中写真の解析等から、三隅・郷地区の被害状況を把握するように努めた。ただし、郷地区については不動産登記簿の地図が1889年作成されているが、現存する家屋との位置関係を求めることが困難であったので、今回は特に被害に大きかった三隅地区を考察の対象にした。調査内容は家屋の構造、床面積、建築年月日、平屋と2階建て以上の区別であって、三隅地区の80%程度の現住家屋との対応をつけることができた。さて、三隅・郷地区における家屋・建物の全般的な被害状況は以下のものであった。建築数は両地区で約770棟を数えるが、ほぼ全棟全壊である（定義によれば、1階の天井まで水に浸った場合、全壊になる）。そこで、ここでは流失以外に、浸水後建物が使用に耐えられず取り壊さざるを得なかったもの、すなわち強制的に撤去したものをここでは全壊家屋として取り扱うことにした。この新しい定義に従えば、三隅地区では流失46棟、全壊86棟、郷地区ではそれぞれ5棟および19棟が数えられた。

(1) 流失・全壊家屋の分布

図2.1は三隅地区における流失・全壊家屋の平面分布を表わしたものである。これから、破堤位置に近いところでは流失が多く、氾濫水の流れに沿って全壊家屋が分布していることがわかる。写真1.1

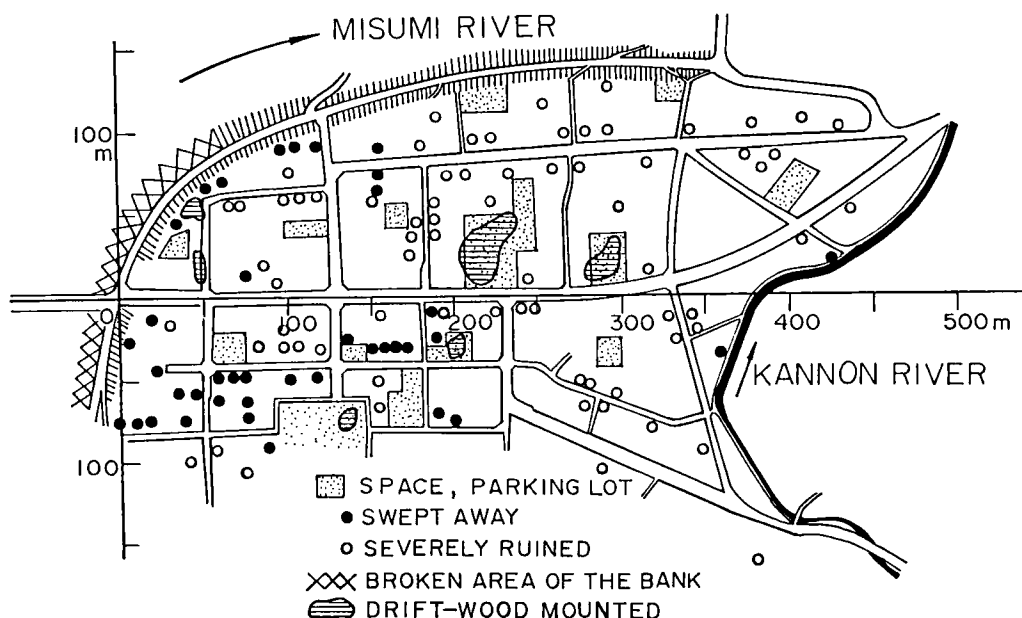


図2.1 三隅地区の流失・全壊家屋の平面分布

から明らかなように、家屋の流失は破堤後短時間のうちに発生しており、流速の効果が大きいことを示している。さらに、破堤前後には、水位が三隅大橋の橋桁に達しており、堰上げ効果もさることながら、流木の流下が阻止され、これが破堤口からの堤内地への流入につながり、家屋の流失・全壊を助長したと考えられる。写真2.2は減水期の三隅大橋付近を撮影したものであって、写真1.1と比較すれば、被写体となった平屋建の家屋がすべて流失していることがわかる。これらの倒壊家屋から発生



写真2.2 三隅町役場屋上から撮影された減水期の三隅大橋付近の流況（三隅町役場提供）

した建築材や家具、さらに車等に流木が加わり流下したのであろう。写真2.3は町役場前のこれらの堆積状況を示し、図2.1には流木などの漂流物が多量に堆積した地域も図示している。これらの地域では堆積高が3～4mに達し、流水に対して抵抗になったことがわかる。なお、破堤が堤体基部まで至っていないので、堤内地への土砂の流入は顕著でなく、洪水後、微細砂が床上に平均して10cm程度堆積したようであった。1943年の洪水氾濫では、流木と家屋の建築材が堆積している状況写真が前出の報告書⁴⁾に3枚掲載されているが、それらは今回のものと非常に似ている。当時においても、図1.35

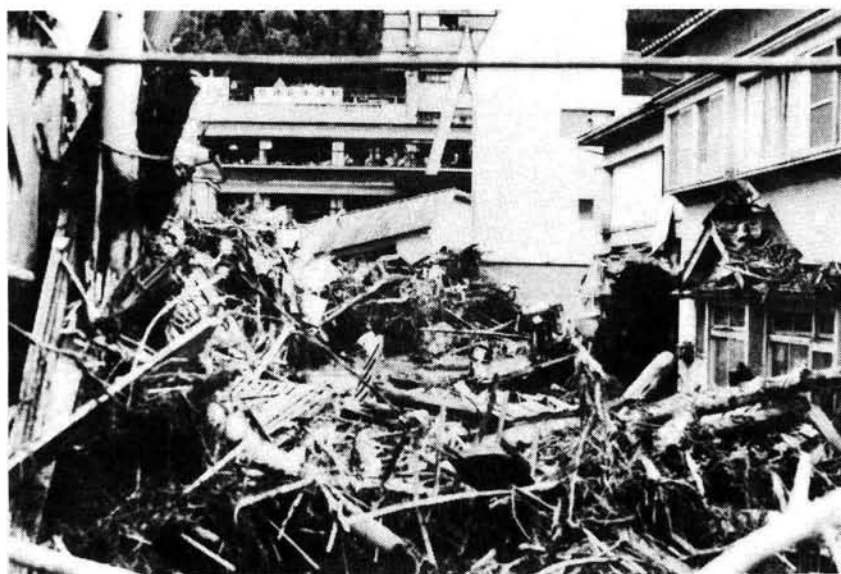


写真2.3 三隅町役場前の道路に堆積した流木の山（三隅町役場提供）



図2.2 三隅地区の家屋の構造別分布

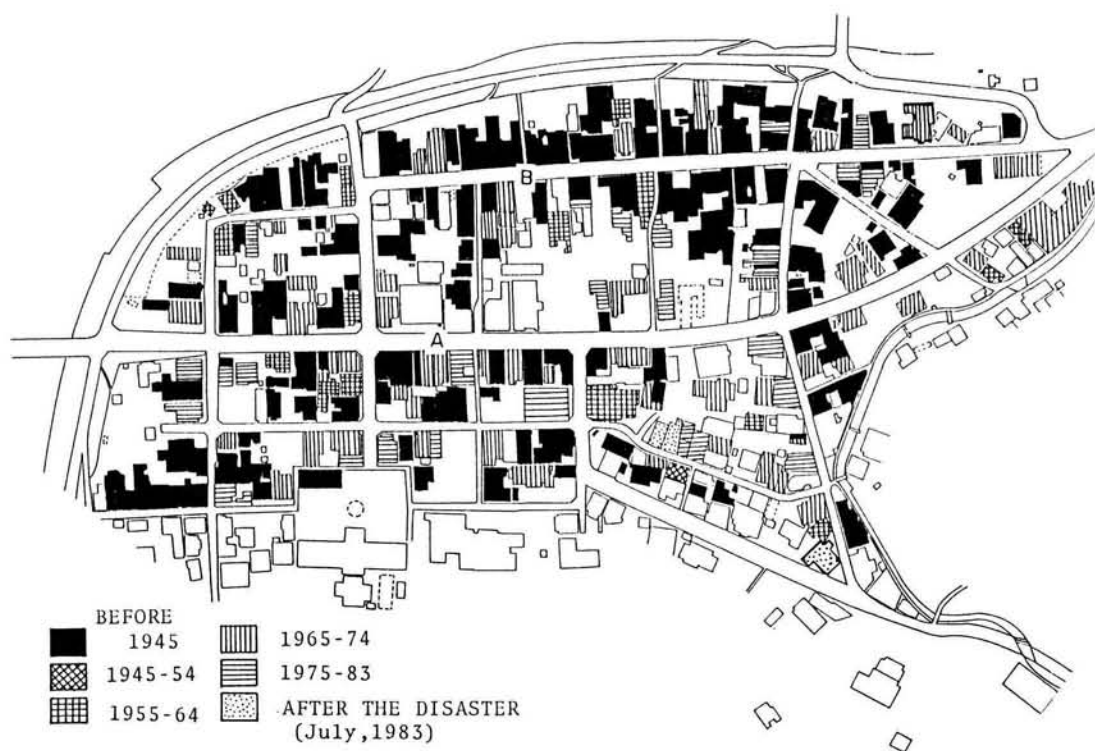


図2.3 三隅地区の家屋の建築年分布

の9mの等高線よりほぼ北側に当たる下市では流失家屋がなかったと報告されており、今回の洪水氾濫は過去の災害を再現した形になっている。

(2) 被害家屋の種類と配置

図2.2および2.3は、それぞれ三隅地区の家屋の構造別分布（鉄筋コンクリート、木造平屋、木造2階以上、鉄骨ブロック）および建築年分布である。まず、図中記号Aで示した大橋通りは商店、金融機関などの集まっている所であるから、他の地区に比べて圧倒的に2階建て以上の建物が多いことがわかる。その西の通り(B)に沿っては平屋建てが多く、かつ1945年以前のもものが集中していることが見い出される。1943年の大洪水の際に、この付近が今回と同様に浸水したことは当時の写真からも判読できるが、現在平屋建ての1945年以前の本造家屋の多くが災害復旧の結果、建て替えられ、かつ戦時下においてより建築材の少ない平屋建てにならざるを得なかったことが、1つの状況証拠として考えられる。ただ、この地区は区画整理事業を戦後行なっているため、もちろん人為的な影響も含まれている。図2.4および2.5は、被災家屋の各構造別・階建別割合と建築年別の戸数をそれぞれ示したものである。図2.1、2.2および2.3とこれらの図から、つぎのことが指摘できよう。すなわち、流失家屋はすべて木造であって平屋が圧倒的に多い。また、建築年が1945年以前の古いものが多い。これらの家屋の倒壊過程は町役場屋上からの目撃者の話や写真1.1および2.2から、かなり明らかにされる。木造平屋建ての場合、浸水深が天井を越えると急に浮力が大きくなることが指摘されている⁵⁾。一度浮き上がった家屋はすぐに壊れるというよりは、むしろ流れに沿って下流に移動し、非流失家屋・建物に衝突して、その前面で全壊するようである。図2.1で示した流木類の堆積位置はすべて2階建以上の非流失家屋・建物の前面であって、こうした建物が抵抗となって氾濫水の挙動を左右するものと考えられる。なお、図2.1に示したように、空き地や駐車場などの空間が主流の流下方向にほぼ点在し

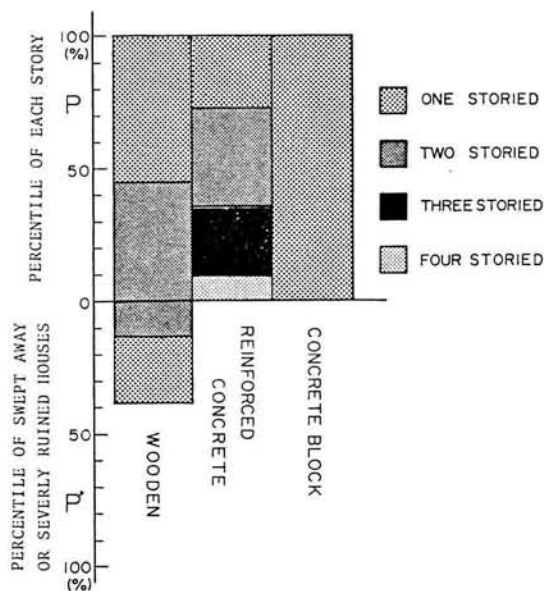


図2.4 三隅地区の被災家屋の構造別・階建別割合

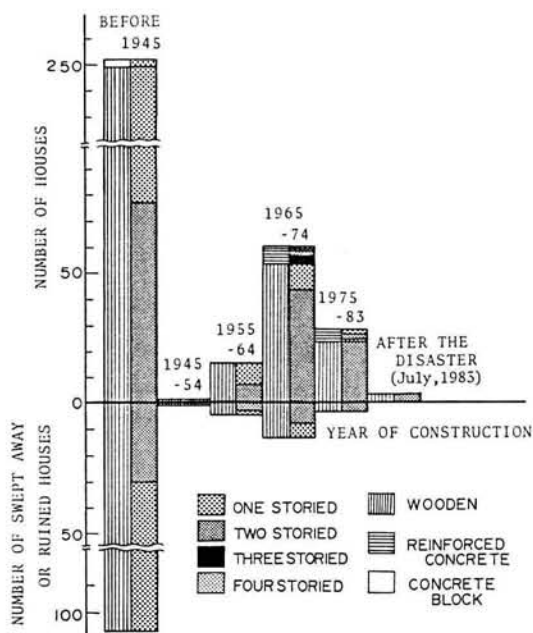


図2.5 三隅地区の被災家屋の建築年別戸数とその構造割合

ていることも、堤内地の流向をかなり支配したと推定される。1943年の氾濫の場合、浸水深が今回より平均して1.5m程度小さかったにもかかわらず、破堤が急速に進んだために堤内地への流下流速が大きく、流失家屋が144戸に達した。このような流速の効果は、ジェーン台風や伊勢湾台風時の高潮の氾濫災害でも指摘されている^{6), 7)}。したがって、計画を上回る洪水に対して、溢水はあっても前端的に破堤しない構造の堤防を作ることが家屋被害と人的被害を軽減する一つの方策といえる。最近、この種の堤防は現にスーパー堤防として計画されている。

2. 2. 2 氾濫計算から求めた流体力と家屋被害との関係

ここでは、前章で述べた数値シミュレーション法を用いて次の点に焦点を絞りこれらを検討する。すなわち、数値計算によって得られる破堤後の流体力の最大値の分布と実際の流失・全壊家屋の分布との相関性を明らかにする。その際、流量が最大のときに破堤する場合と実際に破堤した地点で河道水が堤防を溢水した時点で破堤させる場合の2通りについて検討する。

図2.6(a)および(b)は、それぞれ破堤直前、すなわち午前9時00分と破堤完了10分後の午前9時10分における流体力の分布の計算値である。破堤直前には、前出の図1.41に示したように河道は満水位で、各所で堤防を溢水している状態にあり、三隅、郷両地区で4m以上もの湛水深を示している所が多く、三隅地区では観音川合流部の霞堤付近で流体力が強くなっている。一方郷地区では極楽寺弯曲部を溢水してかなり強い流れが堤内地で生じ、この付近で数軒の家屋が流失したという事実と結びつくであろう。破堤完了10分後の流体力の分布を示した図2.6(b)では、当然のことであるが三隅地区では破堤

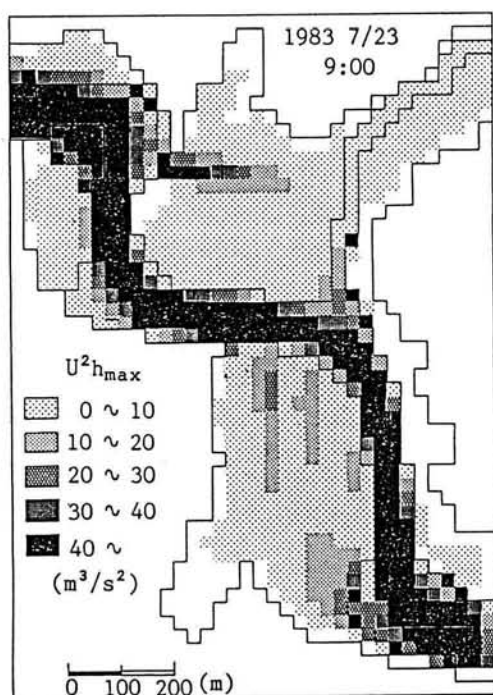


図2.6(a) 破堤直前（午前9時00分）
の流体力に関する計算値

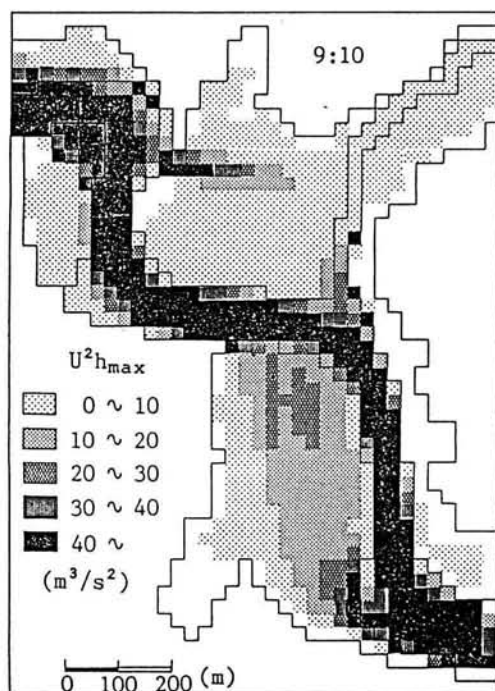


図2.6(b) 破堤直後（午前9時10分）
の流体力に関する計算値

前後でかなりの変化が認められる。そこで、三隅地区の流体力の分布についてさらに詳しく調べてみよう。図2.7は、三隅地区における計算中に取り得た最大の流体力の分布に関する計算結果と、家屋被害の平面分布とを示したものである。全般的に家屋被害が大きかった区域と流体力の大きいところとの相関がかなり顕著に認められる。流体力の大きい領域が破堤地点付近と観音川の流入部にみられるが、破堤地点付近には古い木造家屋が多く存在しているため $20\text{m}^3/\text{sec}^2$ 以上の流体力の分布域と流出家屋との対応がかなり明確である。平均的に流体力を $15\text{m}^3/\text{sec}^2$ とし、水深を4mとすると流速は $2\text{m}/\text{sec}$ 程度となり、こういった構造物に対しては、破堤口付近では流木や土砂の流入の影響もあって流体力のみで家屋流出の議論をするのは大胆ではあるが、この程度の流れの規模が家屋流出の1つの危険指標となるものと思われる。

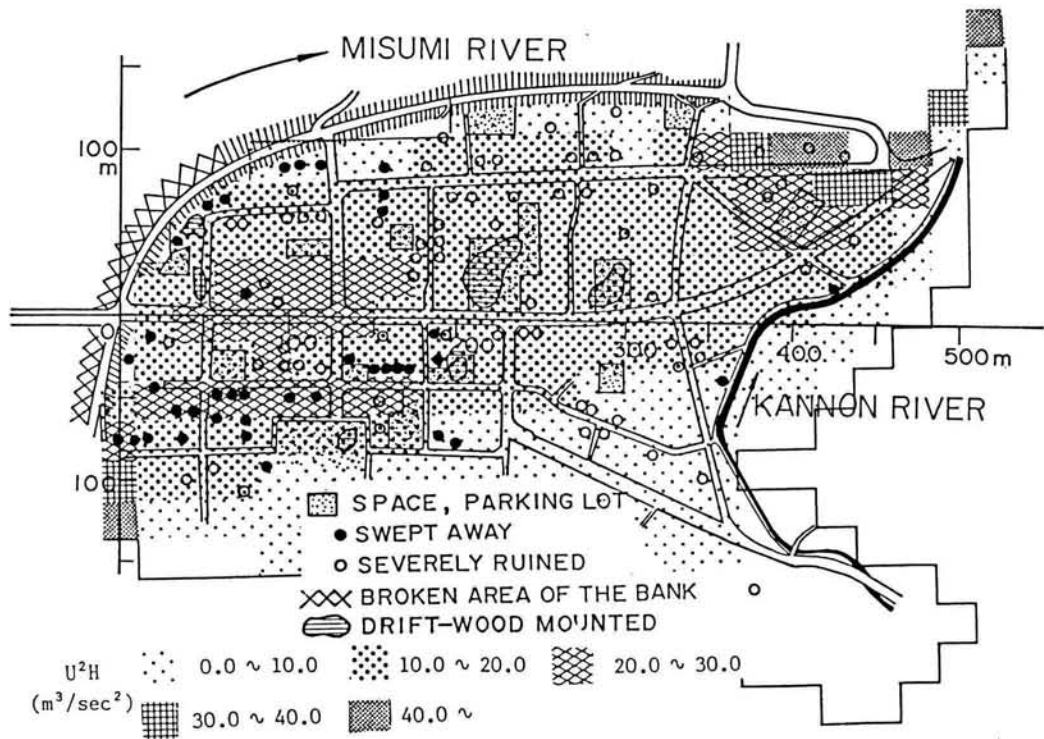


図2.7 三隅地区における流体力の計算値と家屋被害の平面分布

図2.8(a), (b)は、それぞれ流失戸数と全壊戸数の流体力による変化を示したものである。なお、いずれも縦軸はそれぞれの戸数で割って規格化してある。これから、データのばらつきはあるものの、より被害の大きい流失の場合の方が、全壊の場合に比べて流体力の平均値が大きく、前述した流体力と家屋被害との相関性ははっきりと認められる。ただし、図2.2からわかるように、三隅地区に木造家屋が均一に平面分布していないので、たとえば流体力の大きい地区に家屋がない場合には両者の関係は見出せないという制約があるのはもちろんである。これらの結果と相田⁸⁾による津波の氾濫被害についての結果を比較すれば、つぎのような両者の相違点が見い出せる。すなわち、河川の洪水氾濫では、堤内地への侵入水は一般に上流から下流へ流れるので、最大水深と最大流速の発生がほぼ同時

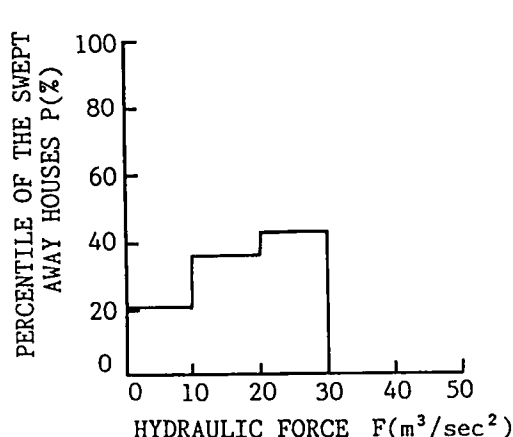


図2.8(a) 流失戸数と流体力との関係

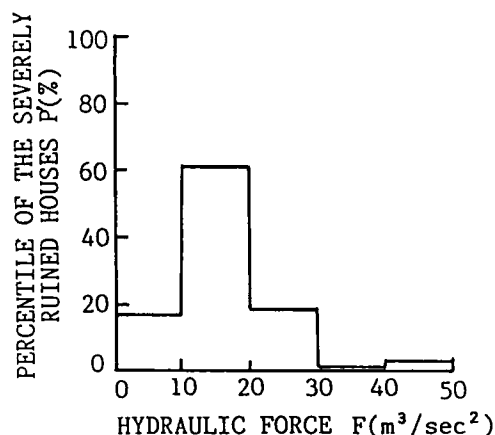


図2.8(b) 全壊戸数と流体力との関係

であり、それらの積である流体力は今回の場合20程度と非常に大きくなることがわかる。一方、津波の場合には、高潮の場合と同じく、氾濫水は逆勾配の背後地を遡上するので、最大水深時はむしろ流速が零に近い場合であると推定され、したがって流体力の絶対値は10程度となり、河川の氾濫の時に比べてかなり小さくなっている。これらは当然、家屋の被災の過程の相違として現われよう。三隅地区の場合、右岸堤防の決壊によって、氾濫水の水深が1階の天井を越えた時点で木造平屋建ての建物が上流側からつぎつぎと押し流され、下流の非流失建物に衝突して破壊された事実が多く住民によって証言されている。津波の場合には、寄せ波と引き波の2回にわたって流体力の極大値が発生するはずであり、いずれかにおいて、限界値を越えれば家屋は被災すると言えよう。言い換えると、流体力に着目すれば、河川の洪水は一過性の外力であるのに対し、津波や高潮は波動性を有する反復性の外力であることが家屋被災の相違として現われているようである。

つぎに、溢水開始直後に破堤が生起する場合における流体力の計算結果との比較を行ってみよう。三隅大橋付近での溢水は、23日午前6時40分頃、流入量が約 $1,800\text{m}^3/\text{sec}$ に達した時点で発生した。図2.9(a)および(b)は、それぞれ三隅大橋右岸堤を溢水し始めるときに破堤がおきるとして計算された破堤直前と破堤完了直後の流体力の最大値の分布を示したものである。図2.9(c)は破堤直前の水深の分布を示したものであるが、三隅地区はほとんど湛水していないことがわかる。図2.6(b)と図2.9(b)とを比較してもわかるように、この場合の計算ではかなり流体力が小さくなっている。このことから、堤内地に4m以上もの湛水深が存在する場で破堤が発生し、洪水が堤内地に流入する場合の方が、流体力のみに着目するかぎりではより危険な状態となることがわかる。しかしながら、堤内地の初期湛水深の規模によって逆に河道内からの流入水の流速を緩和するような場合が存在することも考えられ、流体力と堤内地内の初期湛水深、河道水位および流速等との関連性についても、より適切な氾濫モデルを用いて今後明らかにしていく必要があろう。さらに、堤内地には市街地が形成されており、氾濫水や流木は街路間および空地や駐車場などを選択的に流下していたことが、災害後の空中写真における流木の堆積状況や流れの痕跡からも判読できた。したがって、氾濫水の流動の場のモデル化を単に粗度係数といった平均的な取り扱いで表現するのではなく、前章で提案したような通過率を用い

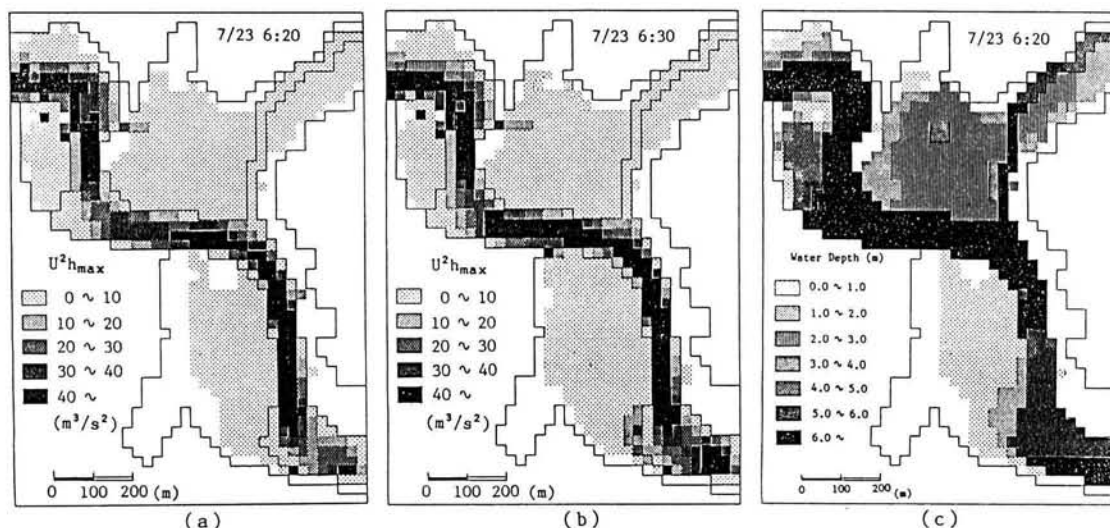


図2.9 三隅大橋右岸堤からの溢水と同時に破堤が始まるとして計算された
(a):破堤直前の流体力 (b):破堤直後の流体力 (c):破堤直前の水深の分布

た方法で家屋構造物の影響を考慮した氾濫解析が妥当なのではあるが、用いた格子サイズが25m×25mと、かなり小さく、格子内がほとんど家屋構造物で占有されてしまう状況となって、通過率を用いる適用範囲外と思われる、ここではあえてこれを用いなかった。

2. 3 洪水氾濫水による木造家屋の流失危険度⁹⁾

2. 3. 1 木造家屋の構造と耐力

前節において、木造家屋構造物の流失危険度は、外力としての氾濫水の流体力と関連付けられることが判明した。そこで、木造家屋構造物がどの程度の外力に耐え得るのかを知るために、木造家屋の構造、耐力およびそれに作用する外力について検討する。

(1) 木造家屋構造の耐力に関する規定と外力

まず、木造家屋構造の耐力に関する規定について検討しよう。我が国では、この規定は建築基準法に含まれるものであるが、具体的には「建築基準法施行令」(以下施行令)に詳しいので、同法令について検討する。さらに、これと比較する意味で「アメリカにおける建築物の耐水化と技術基準」について検討する。

施行令¹⁰⁾においては、木構造に関し「構造強度」の規定が第3章第3節にある。ここでは、土台および基礎について第42条第2項に「土台は、一体の鉄筋コンクリート造りまたは無筋コンクリート造りの布基礎に緊結しなければならない」とある。筋かいについては第45条に規定があり、さらに構造耐力上必要な軸組等に関しては第46条に「構造耐力上必要な部分である壁、柱および横架材を、木造建築物にあっては、すべての方向の水平力に対して安全であるように、各階のはり間方向およびけた行方向に、それぞれ壁を設けまたは筋かいを入れた軸組を釣り合いよく配置しなければならない」と

されている。しかし、ここでは具体的な強度については述べられていない。つぎに、構造計算で考慮する外力について検討する。第84条から第88条において、荷重および外力の種類として、固定荷重、積載荷重、積雪荷重、風圧力および地震力が取り扱われている。我が国は地震国であり、また地域によっては台風の常襲地帯、多雪地帯でもあるので、このような外力が当然取り上げられよう。そのほかに、第83条第2項に「建築物の状況に応じて、土圧、水圧、振動および衝撃による外力を採用しなければならない」とあるが、たとえば、洪水危険地域においては家屋構造をどのようにすべきかといったような流体力に対する具体的な規定は明確ではない。そこで、水平外力として、流水による流体力と類似の風圧力と地震力に関する外力の取り扱い方を見てみよう。第87条第2項の『風圧力』の規定に基づき、高さ16m未満の建築物の場合風圧力は $P = Cq = 60C\sqrt{h}$ で、16m以上の場合、 $P = 120C\sqrt{h}$ に従って外力を計算することになっている。同式において、風速として昭和9年の室戸台風の瞬間最大風速(60m/sec)をもとにしており、風圧は地面からの高さの4乗根(高さ16m未満)あるいは7乗根(高さ16m)以上に比例すると考えている。ここに、 C は風力係数であり、建物の形状による風圧力の相違を表わすもので、一般家屋では0.8から1.2程度である。一方、地震力に関しては、「各階に生じる水平方向の層間変位の当該各階の高さに対する割合(層間変形角)が200分の1以内」の規定があり、さらに、地震層せん断力係数に関する規定が第88条に示されている。このように、風圧力や地震力に対する諸規定が建築構造物に設けられているが、洪水氾濫危険区域などにおける家屋に作用する流体力に対しては、現在の段階では「洪水は堤防でまもる」という考え方にたっており、このような場における家屋構造強度の規定は一般的には取り入れられていない。

つぎに、アメリカにおける建築物の耐水化に関する規定を見てみよう。現在、アメリカ合衆国において建築物の耐水化と技術基準¹¹⁾が確立されつつある。これは工兵隊によって作成されたものであって、この技術基準の目的の項に、「公認の氾濫原ゾーニング地図で示される氾濫危険区域内のあらゆる土地に現存し、あるいは将来建設されるであろうあらゆる建築物の設計、施工および使用材質を規制することによって、身体、生命の安全、健康、財産及び公共の福祉を保全する最小限の建築基準を示すものである」と述べられている。その内容は、建築許可証の発行や使用の証明書、外力の計算法、水密構造から電気機器等にまでわたる構造細目を含んでいる。たとえば水荷重についてみれば流水による荷重、すなわち動水圧荷重は602.3条に規定されており、流速が10feet/sec以下の場合には $dh = aV^2/2g$ により静水圧相当荷重へ変換するとある。ここに V ; 流速(feet/sec)、 g ; 重力加速度(feet/sec²)、 a ; 抗力係数あるいは形状係数(a の値は1.25より小さくない)、 dh ; 相当水深である。ただし、流速が10feet/secを越す速い流れに対しては、この基準の範囲を越えるとして、他の方法による解析を必要としている。

このような細部にまで至る技術基準が確立されてきた背景には、我が国と同様に氾濫原の開発による被害ポテンシャルの増大がある。州や地方行政による氾濫原規則や氾濫危険区域の公開などの情報があるにもかかわらず、年毎の被害額が莫大なものとなっているのが実状である。氾濫被害に対して、堤防等のハードな対策のみでは経済的にも対応できないことから、政府援助による水害保険への加入が推奨されているのであるが、その加入の要件として、一定の耐水化構造を持った建物であることを規定しているのである。我が国でも、建物の耐水化に関する基準の確立や建物の流失に対する危険ゾーニングの予測等はアメリカ同様に重要であることは論をまたない。総合治水計画の一環としてこれ

はまだ緒についたばかりであり、洪水災害軽減のためのハードウェア、ソフトウェアともにいっそう充実せねばならない。

(2) 木造家屋の構造例とその耐力 ―主に土台と基礎について―

最近の木造家屋は、建築基準法に従い、一般に図2.10に示すようなコンクリート基礎を採用している。これは、コンクリート基礎上に土台となる横架材を載せ、両者をアンカーボルトで緊結し、土台にほぞによって柱を立てた構造である。この形式では、土台と基礎とが一体となり、強固である。抵抗は土台の間のほぞで受け持たれると考えられる。したがって、流水による流体力を考えた場合図2.11に示すような旧式の木造家屋の置き基礎に比してせん断抵抗は大きくなり、ほぞ部に釘等を施すことにより、ある程度浮力にも抵抗する構造となる。

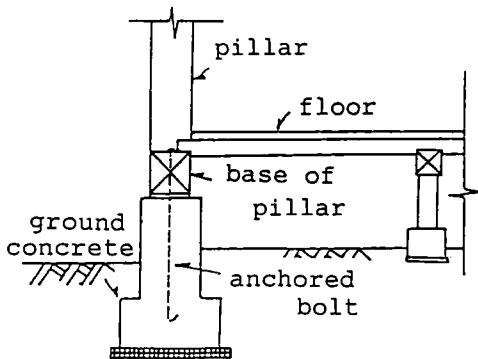


図2.10 最近の木造家屋の基礎構造例

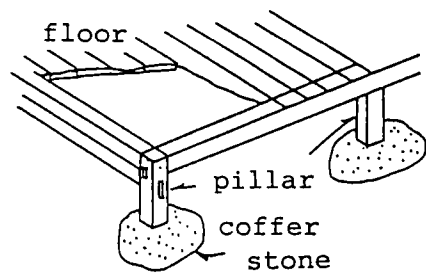


図2.11 旧式の木造家屋の置き基礎の例

さて、浸水時に家屋に作用する外力は浮力および流体力である。前節で述べたように、浮力は従来から家屋の流失に対してかなり重要な要素であると言われている。また、一階の天井を越える程度の水位に達すると被害も増大するとも言われている。家屋内水位と外水位が等しいとき、浮力は建築材料の体積に相当するもののみに限られているため、それほど大きくはないものと思われる。しかし、津波や破堤直後の水面勾配が急な非定常性の強い流れのように、家屋内水位と外水位とに差がかなり生じるような流れの場においては、浮力および流体力双方とも大きく、相乗的な効果で家屋流失が発生し易いと想像される。従来の研究では、前節で示されたように、流体力と家屋流失との相関が認められており^{3), 8)}、浮力に関してはまだ十分な検証がなされていない。ここでは、浮力の影響については今後の検討課題として、まず、水平方向に作用する流体力と家屋の流失に着目することにする。

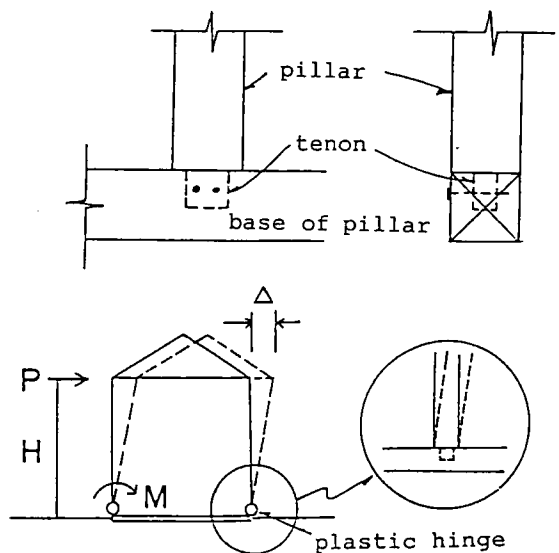


図2.12 水平力によるほぞ構造の塑性変形

従来の在来軸組工法（ほぞ構造）による木造

家屋に、流体力のような水平外力が作用すると、土台の横架材と柱のほととの接合部に応力が集中し、ここが木造家屋の構造的弱点となる。すなわち、接合部に外力によるモーメントが作用することによって、図2.12に示すように、木材の性質上ほぼ部分が塑性ヒンジとなって構造骨組みの変形がおこる。このことから、水平外力による家屋の変形、倒壊、流失の危険の指標として、柱と土台の接合部を支点とする外力のモーメントの大きさと、それによる骨組みの変形角度とが考えられる。また、この接合部は補強

表2.1 在来軸組工法による木造
家屋の水平耐力モーメント

TYPE	F	M	h_c
I	0.95	49110	5.275
II	1.86	96153	5.275
III	3.70	191272	5.275
IV	1.95	100805	5.275
V	8.10	418730	5.275

F : Total bearing capacity (ton)

M : Total bearing moment (Nm)

h_c : Height of action point (m)

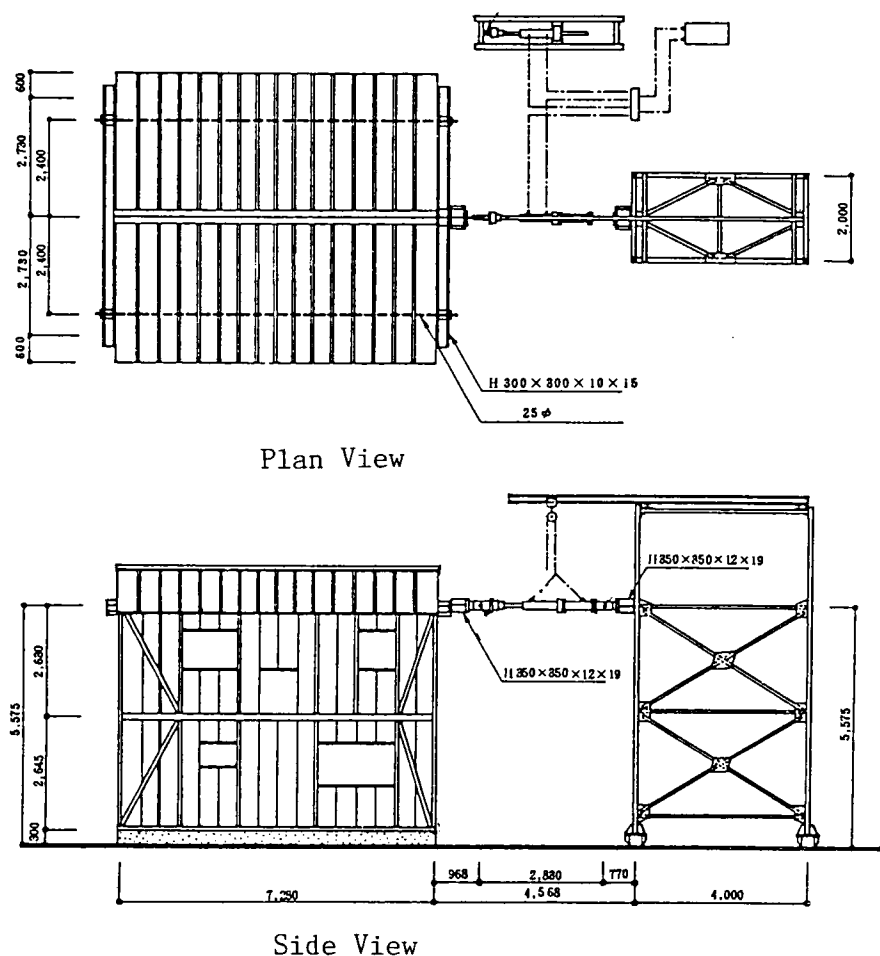


図2.13 実大木造家屋の静的水平加力試験¹²⁾

材である筋かいとの接合部にもなっているが、補強となるべき筋かいも過大な変形に対してはその効

力を失う。すなわち、圧縮時には接合部の他の材を圧縮して破壊に至らしめ、引っ張り時には接合金具の離脱がおき、用をなさなくなる。以上のことから、対象とする家屋の基礎構造はコンクリート基礎とし、家屋の破壊は流体力に起因したモーメントによる過大な変形によると考える。当然、旧式な置き基礎の場合には、この時点において滑動や流失が発生するものと思われる。

表2.1は、図2.13に示した実大木造家屋への静的水平力試験¹²⁾から得られた家屋の水平耐力とそれに相当する耐力モーメントの例を示したものである。ここに、水平耐力とは、荷重作用点での水平変位が1/60ラジアンとなった時の荷重を言っている（現行では1/200ラジアン）。表中、タイプⅠは、柱、梁、床および屋根だけから構成される基本骨組構造、タイプⅡは基本骨組に三割り突き付筋かいを入れた構造、タイプⅢは基本骨組みに構造用合板を施した場合、タイプⅣは基本骨組みに三割り相欠き筋かいを入れた構造、タイプⅤはほぼ仕上がった構造である。タイプⅤに対応する耐力が実際の家屋構造が持つ水平耐力とみなされよう。地震力を対象にした実験であるため、荷重が繰り返し荷重であること、けた行方向と直角方向の荷重に対する耐力が示されていないことおよび、この試験結果が普遍性のあるものかどうかなど、このデータが流水による流体力に対する抵抗力（耐力）として適用できるかどうか問題はあがあるが、この表により、標準的と思われる在来軸組工法による木造家屋の耐力モーメントは40万Nm程度であることがわかる。

表2.2は、桝組壁工法による木質家屋の実大水平加力試験¹³⁾の結果を示したものである。構造規模は、図2.14に示すような桝組壁工法のプラットホーム方式による2階建構造である。この種の構造物は耐力壁で保たせる構造であり、耐力壁の変形が問題となる。CASE 1は1、2階とも外周だけに耐力壁を配し、内部には耐力壁を設けない場合で、加力位置は2階床である。CASE 2はCASE 1の試験後、内部に耐力壁を付加した場合で、加力位置は2階床である。CASE 3は、CASE 2の試験後、加力位置を2階天井にした場合である。内部に耐力壁を施した場合を対象とすると、桝組壁工法に関して、許容せん断耐力決定基準として杉山ら¹³⁾が提案しているような、平均部材角が1/200ラジアンのときを考えると、耐力モーメントは19～33万Nm程度である。

表2.2 桝組壁工法による木質家屋の耐力モーメント

	F	M	h_c
CASE 1	5.15	138793	2.75
CASE 2	6.85	184608	2.75
CASE 3	6.10	328790	5.50

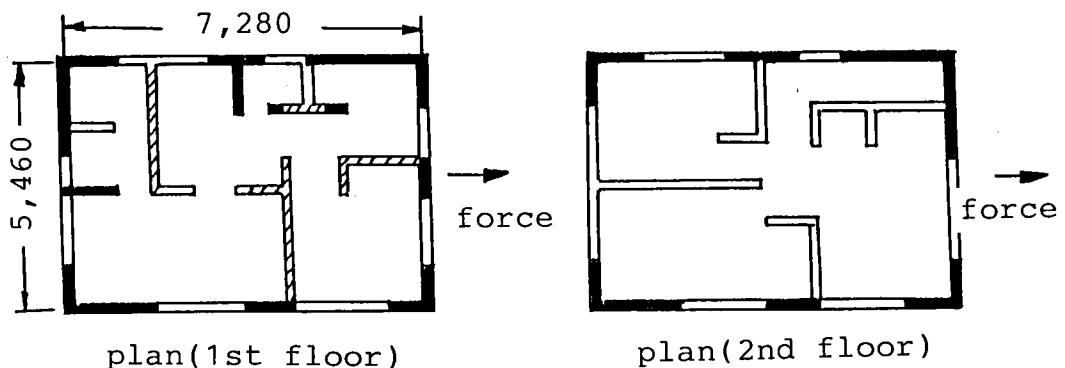


図2.14 桝組壁工法による木質家屋構造例

2. 3. 2 家屋構造物に作用する流体力とモーメントに関する実験

家屋構造物が流水から受ける流体力は、既往の研究にみられるような二次元一様速度場におけるそれと比べて、自由水面および地面という境界面が存在することおよびそれに起因した流速分布が存在することなどの理由から、これを推定することはなかなか難しい。そこで、ここでは、家屋構造物に作用する流体力とそれによるモーメントの特性を明らかにするために、定常な流れの場に置かれた家屋模型に作用する流体力に関する水理模型実験を行なった。

(1) 実験装置および実験方法

実験に用いた水路は、長さ5m、幅50cm、高さ20cmの亚克力ライト製の矩形断面水路である。水路上流で整流し、下流端に設けた可動堰を調節することにより、水深を種々変化させることができる。上流に設けた高水槽の三角形堰に設置したサーボ式水位計を用いて、予め流量検定曲線を作成しておき、バルブ調節により任意の流量が得られるようになっている。なおポンプ給水能力は最大9.4ℓ/secである。

測定部の概要を図2.15に示す。測定は水路上流端から約3.2m下流の位置で行なった。家屋ブロックのモデルは、長さ7cm、幅5cm、高さ10cmの亚克力ライト製の中空容器で、外水の侵入はない。これに支持棒として、幅2cm、厚さ0.3cmの真ちゅう棒を取り付け、上端を鋼製のアングルで固定した。図2.15に示す支持棒の位置に表裏1枚ずつ計4枚のひずみゲージを貼り付け、各点における曲げひずみを2台の動ひずみ計のアンプを通して測定し、出力をペンレコーダに記録し、これを後で解析して求めた。

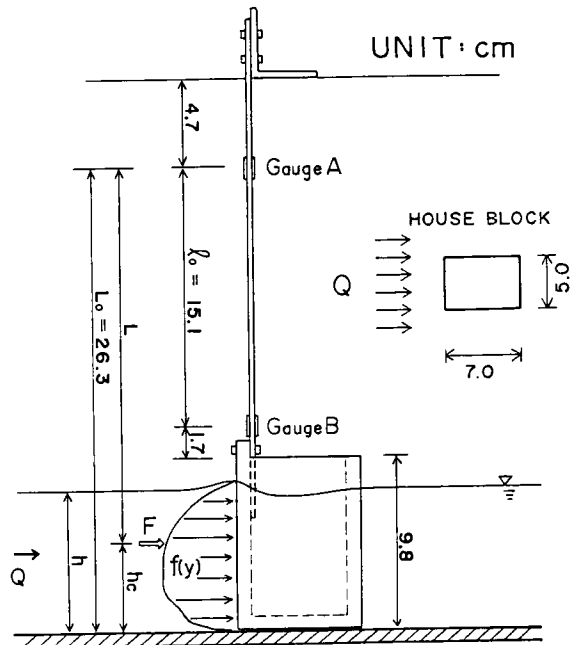


図2.15 流体力測定部の諸元に関する概要

家屋ブロックに作用する流体力（抗力） F は次式で求まる。

$$F = EI(\varepsilon_A - \varepsilon_B)/el_0 \quad \dots\dots\dots(2.1)$$

ここに、 ε_A および ε_B ；それぞれ、ひずみゲージAおよびBのひずみ、 E ；ヤング率、 I ；断面二次モーメント、 e ；縁距離、 l_0 ；AB間の距離で、 EI/el_0 は測定棒に用いた材料およびゲージ位置によって決定される定数である。実際に用いた真鍮棒は、実測より、 $EI/el_0 = 1.94859 \times 10^9$ (dyn)であった。抗力の作用高さ h_c は次式で求まる。

$$h_c = L_0 - \varepsilon_A l_0 (\varepsilon_A - \varepsilon_B) \quad \dots\dots\dots(2.2)$$

ここに、 L_0 はひずみゲージAから水路床までの距離である。

実験条件を表2.3に示す。水路勾配は1/2300、流量は4ℓ/secから9ℓ/sec程度まで6種類、水深は各

表2.3 家屋構造物に作用する流体力の測定に関する実験条件

Q (cm ³ /s)	Re	h (cm)	u (cm/s)	Fr
4079	6230	4.56 - 9.48	8.61 - 17.89	0.089 - 0.268
4992	8330	4.95 - 9.24	10.81 - 20.17	0.114 - 0.290
6166	10230	5.36 - 9.26	13.32 - 23.01	0.140 - 0.317
7157	11760	5.66 - 9.32	15.36 - 25.29	0.161 - 0.340
8174	12480	6.01 - 9.45	17.30 - 27.20	0.180 - 0.354
9179	14010	6.31 - 9.32	19.70 - 29.09	0.206 - 0.370

流量に対して8通り変化させ、計48通りの水理条件のもとで測定を行なった。

(2) 実験結果とその考察

図2.16は流体力と u^2A すなわち、断面平均流速の2乗と流れに直角なブロックの面積との積 ($A=Bh$, B ; ブロック幅, h ; 水深) との関係を示したものである。最小二乗法による回帰直線を求めると、両者には

$$\frac{F}{\rho u^2 A} = 1.064 \dots\dots\dots (2.3)$$

なる関係がある。一様流中の二次元物体に作用する流体力は

$$F = \frac{1}{2} \rho C_D u^2 A \dots\dots\dots (2.4)$$

で表わされる。ここに、 ρ ; 流体の密度、 C_D ; 抗力係数、 u ; 一様流速である。これより、実験範囲内の Re 数の領域ではせん断流中においても一様流中の抗力と同様の関係が成り立つことがわかる。(2.3)および(2.4)式から、実験に用いた物体の抗力係数は、 $\rho=1.0\text{g}/\text{m}^3$ として、 $C_D=2.128$ となる。図2.17は、各ケースの Re 数と C_D との関係を見たものである。実験における Re 数の範囲では、 Re 数による抗力係数の変化は小さい。これは、球や円柱の場合には Re 数の変化により、はく離点の移動があるのに対し、角柱のように鋭いエッジをもつ物体では、はく離点がエッジによって固定され、安定な後流が形成されるからである。同図には一様流中における正四角柱

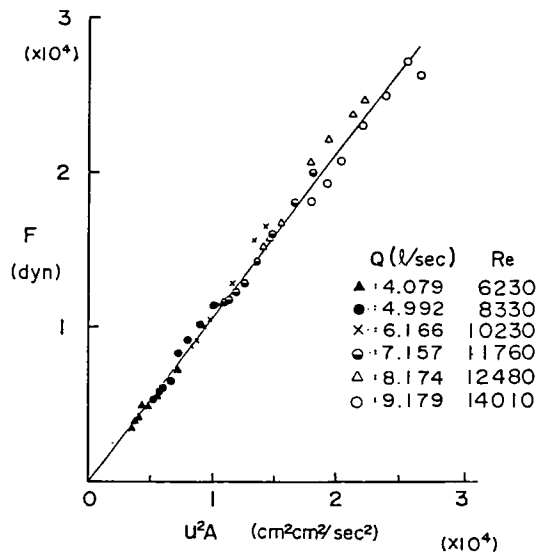


図2.16 流体力 F と u^2A との関係

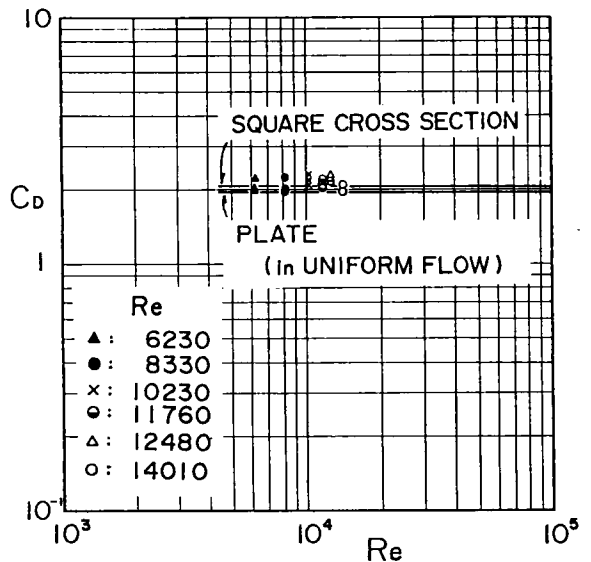


図2.17 抗力係数 C_D と Re 数との関係

および平板の形状抵抗係数が示されている。平板に対しては $C_D=1.98$ 、正四角柱では2.05である。今回の実験値は四角柱でかつ摩擦抵抗も含んだ抗力係数であるが、せん断流中でも同様の値をとることがわかる。ただし、測定棒の厚さが薄いので、揚力（ここでは横方向の力）による測定棒の振れがひずみとなって検出される可能性もあるが、それについては検定をおこなっておらず不明である。ただ、Froude数の影響については検討していないが、今回の実験の範囲内においてはほとんどその影響は見受けられない。しかし、この結果を現地に適用するときには、厳密には氾濫水の流れの状態が実験室で行

なったようなFroude数の領域でのみ適用可能であろうが、実際には氾濫初期の非定常性の強い流れからほとんどよどんだような状態まで種々の流れの状態が存在するので全てのステージで適用するには実際には限界があるものと思われる。ただ、木造家屋の流失危険度の限界となるような流れの規模であれば、 Re 数はかなり大きな値（三隅地区でのそれは 8×10^6 程度）をとり、ほぼ C_D が一定とみなし得るのではないかとと思われる。

図2.18は、各実験ケースにおける流体力の作用点の高さを(2.2)式を用いて求めたものである。各ケースでばらつきはあるが、これらの平均をとれば、水路床から水深の0.732倍のところにある。いま、家屋ブロックへの接近流速が(2.5)式の対数則で近似できるものとし、この流速の二乗の分布が直接その位置で流体力に変換され、それが家屋ブロックに作用すると考えると、抗力 R およびモーメント M は、 C_D を定数と考えるとそれぞれ次のようになる。

$$u/u_* = 5.5 + 5.75 \log(u_* y / \nu), \quad (\delta < y < h) \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

$$R = \frac{1}{2} \rho C_D B h u_*^2 \left[\{9.025 Re_*\}^2 - 2 \ln(9.025 Re_*) + 2 \right] / \kappa^2 \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

$$M = \frac{1}{2} \rho C_D B h^2 u_*^2 \left[\{ \ln(9.025 Re_*) \}^2 - \frac{1}{2} \ln(9.025 Re_*) + \frac{1}{4} \right] / \kappa^2 \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

ここに、 $u_* = \sqrt{g I h}$ 、 I ：水路勾配、 $Re_* = u_* h / \nu$ であり、 ν および κ はそれぞれ動粘性係数およびカルマン定数である。(2.6)および(2.7)式より作用高さ h_c は次式で求まる。

$$h_c = \frac{M}{R} = \frac{0.5 \{ \ln(9.025 Re_*) - 0.5 \}^2 + 1/8}{\{ \ln(9.025 Re_*) - 1 \}^2 + 1} h \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

(2.8)式から求めた h_c の値が図2.18に実線で示されている。これより、実験範囲内では h_c/h の値は0.55程度で水深によらずほぼ一定値をとり、実験値よりかなり小さい。実験に関してはデータのばらつきから判断して測定精度の問題があるものと思われるが、小さくなる理由としては、解析では物体前面でのせき上げと背面での水位低下など、両者の圧力差が考慮されていないこと等が考えられる。

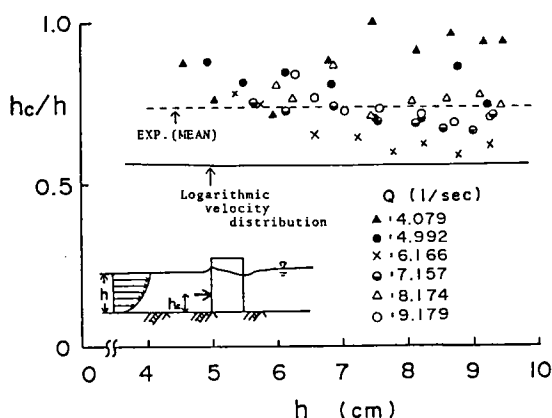


図2.18 流体力の作用高さに関する
実験値と理論値との比較

したがって、以下の解析では、 h_c/h として実験値の0.732を使用する。図2.19は(2.1)および(2.2)式を用いて実験値を整理して得られたモーメントと u^2A との関係を示したものである。一方、モーメントは次式で表わされる。

$$M = h_c F = 0.732 h F = 0.779 u^2 A \quad \dots\dots(2.9)$$

同図には h をパラメーターとして $M (=0.732 h \times 1.064 u^2 A)$ と $u^2 A$ との関係が示されている。実験値はほぼこの直線上に載っているとみなせることから、モーメントは水深によってかなり影響され、家屋ブロックの幅 B を固定すれば u と h によって決定されることがわかる。

図2.20は、実大家屋との対応をつけるためにフルードの相似則を用いて図2.19のデータを相似変換した後のモーメントと $u^2 A$ の関係を示したものである。なお、幾何学的な相似条件は、2.3.1で述べた在来軸組工法による家屋規模を対象とした水理模型実験を行なっているので、図2.13を参考にして、 $L_m/L_p = 1/\lambda_r = 1/109$ となる。同図には、タイプⅠ、Ⅱ、ⅢおよびⅤに対応する耐力モーメント M_I 、 M_{II} 、 M_{III} および M_V が示されている。水理実験のデータの多くは M_V よりかなり大きく、非常に危険側での実験であった。 M と $u^2 A$ との関係が水理量の小さい範囲でも成り立つとし、家屋の破壊基準の耐力モーメントを M_V にとるとそれに対応する流速 u および水深 h の関係が次式のように求まる。

$$u, h, = c/\sqrt{B}, \quad \dots\dots(2.10)$$

ここに、 c は定数であって、

$$c = \sqrt{\frac{M_V}{h_c/h \cdot C_D/2 \cdot \rho}} = 23.2$$

$$(M_V = 418730 \text{ Nm}, C_D/2 = 1.064, h_c/h = 0.732, \rho = 1000 \text{ kg/m}^3)$$

(3) 木造家屋の流失危険度指標

図2.21(a)は、家屋幅 B が5、7および10mの時の(2.10)式の関係を示したものである。この曲線より上方が家屋の破壊危険区域となる。同図には、昭和58年山陰豪雨による三隅地区の家屋流失に関する

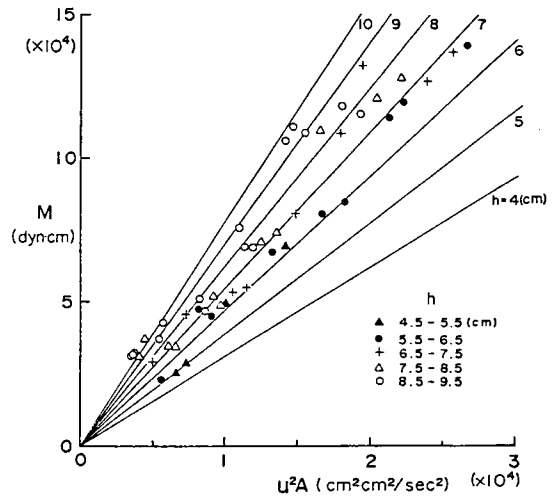


図2.19 u^2A と M に関する実験値と(2.9)式との比較

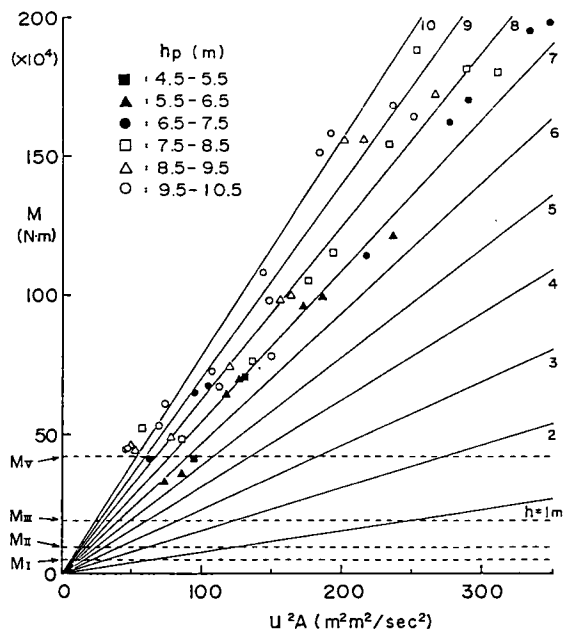


図2.20 相似変換後の u^2A と M に関する実験値と(2.9)式との比較

る数値計算結果と被害家屋の調査から求められたデータ³⁾および1946年の、南海地震における高知県宇佐の津波災害を対象として実測と数値計算から求められた相田のデータ⁸⁾が示されている。三隅川の洪水氾濫のデータはかなり破壊危険曲線と一致しているのに対し、津波のデータはそれよりも下側にある。これは洪水氾濫の流れの状況が今回行なった水理模型実験の流れの状況に近いので適用が可能であると思われるのに対して、津波の流れでは、波力、衝撃力および寄せ波と引き波という逆方向の力が作用すること等、流れとは異なった波動特有の影響があって、 u^2A で表わした流体力のみで家屋の破壊力と関連付けるのには限界があるからだと思われる。これら2つのデータは、数値計算精度の問題、家屋の基礎構造および家屋幅の問題および定常流れについて求められた破壊危険曲線が適用可能なものかどうか等の問題があり、今後このようなデータを収集して、(2.10)式の適用性をさらに検討する必要がある。

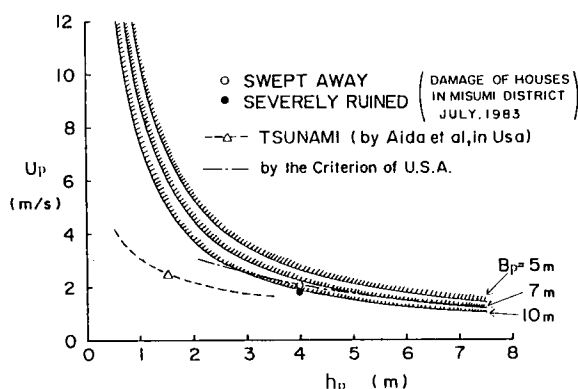


図2.21(a) 在来軸組工法による木造
家屋の流失危険度曲線

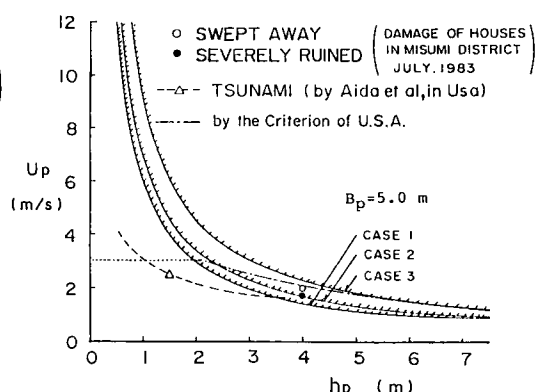


図2.21(b) 枠組壁工法による木質
家屋の流失危険度曲線

さらに同図には2.3.1で述べたアメリカにおける技術基準による流速と水深との関係¹¹⁾も示されている。ただし、流速は一様分布とし、作用高さを水深の2分の1と仮定して、静水圧相当荷重をモーメントに変換したものから求めたものである。適用範囲は流速が10feet/sec (3.05m/sec) 以下の部分である。この技術基準では建物の幅は考慮されていないが、水深が3m~5m程度の範囲、すなわち我が国の過去の洪水災害で家屋被害の発生が十分予想されたような範囲においては、この破壊危険曲線とかなり一致する部分がある。

図2.21(b)は、2.3.1で述べた枠組壁工法による木質家屋の耐力に関し、表2.2の各実験ケースの耐力を破壊基準の許容耐力として、(2.10)式から $B_p=5m$ として求めた家屋の破壊危険曲線である。ただし、許容せん断力の決定基準として、平均部材角を1/200としている。許容せん断力の決定基準が図2.21(a)のものと異なるので直接比較はできないが、家屋内部に耐力壁を設けた枠組壁工法による通常の木質家屋の破壊危険度曲線によって河田らのデータはかなりよく説明される。

2.3.3 動水圧に対する窓ガラスの耐力

一般にガラスの耐力に関しては、風圧力に対する強度基準が定められており、建築基準法に基づく

建設省告示109号では次のようである。

$$P_s = \frac{30\alpha}{A} \left(t_g + \frac{t_g^2}{4} \right) \dots\dots\dots (2.11)$$

ここに、 P_s ；ガラスに作用する許容風圧力(kgf/㎡)、 A ；ガラスの表面積(㎡)、 α ；ガラスの種類によって決まる定数、 t_g ；ガラスの厚さ(mm)である。通常、板ガラスでは $\alpha=1.0$ が用いられる。石崎¹⁴⁾は、(2.11)式に対し、ガラスの静的疲労および載荷時間の影響を考慮した次式を提案している。

$$P_s(T) = fS \frac{t_g}{a} \left(1 + K \frac{t_g}{b} \log \frac{10^m}{T} \right) \dots\dots\dots (2.12)$$

ここに、 T ；載荷時間(sec)、 a および b ；ガラスの短辺および長辺の長さ(m)、 S 、 K および m ；実験定数で、それぞれ $S=3.5 \times 10^4 \sim 5.0 \times 10^4$ (kgf/㎡)、 $K=70$ 、 $m=7$ 、 f ；強度係数である。ガラス窓に作用する単位面積あたりの風圧力は次式で与えられる。

$$P = \frac{1}{2} \rho u^2 C \dots\dots\dots (2.13)$$

ここに、 ρ ；空気の密度(kg・sec²/m⁴)、 u ；風速(m/sec)、 C ；風力係数である。この関係を流水に適用する。その場合、流速は断面平均値を、それによる流体力は均等に分布すると仮定し、図2.22に示すように、実際の圧力には静水圧も作用するが、浸水により家屋内水位が外水位と同じ場合を考え、動水圧のみを対象とする。表2.4(a)に窓の大きさが異なる2ケースの計算条件を、表2.4(b)に(2.11)および(2.12)式を用いた場合の計算結果を示す。ただし、風圧係数を1.0、載荷時間を1秒としている。つぎに、この2ケースを対象として、ガラスの許容耐力を与える流速と水深との関係を求めよう。水深 h が $D+b$ 以上の場合、すなわち窓枠上部よりも水位が上がった場合には流体力は一定値をとり、 $h < D+b$ の場合には窓の縦方向の長さ b のかわりに $h-D$ 、すなわち外水位と窓枠下までの高さを用いることとし、ガラスの耐力は(2.12)式から求めることにする。

ガラスの耐力に相当する u と h の関係は、(2.12)および(2.13)式より次のように求まる。

$$u = \sqrt{\frac{2}{\rho C} fS \frac{t_g}{a} \left(1 + K \frac{t_g}{h-D} \log \frac{10^m}{T} \right)}, \quad (D < h \leq D+b) \dots\dots\dots (2.14a)$$

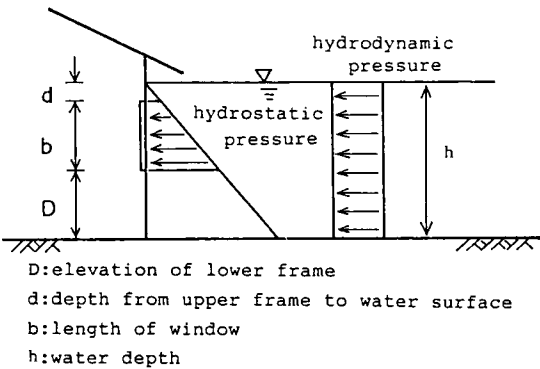


図2.22 動水圧に対する窓ガラスの耐力
に関する流れの場の模式図

表2.4(a) 窓ガラスの耐力に関する計算条件

	a (m)	b (m)	D (m)	t _g (mm)
CASE 1	0.7	1.0	1.3	1.9, 3.0, 5.0
CASE 2	0.7	1.8	0.5	1.9, 3.0, 5.0

$f=0.5, S=4 \times 10^4, T=1.0, K=70, m=7$

表2.4(b) 許容圧力と流速の計算値

CASE	Eq.		t _g (mm)		
			1.9	3	5
1	2.11	P _a	84.1	158	338
		u	1.53	2.10	3.07
	2.12	P _a	73.4	148	345
		u	1.43	2.04	3.11
2	2.11	P _a	84.1	158	338
		u	1.14	1.57	2.29
	2.12	P _a	103.8	196.2	254
		u	1.27	1.75	2.57

P_a :(kgf/㎡), u :(m/s)

$$u = \sqrt{\frac{2}{\rho C} f S \frac{t_g}{a} \left(1 + K \frac{t_g}{b} \log \frac{10^m}{T} \right)}, \quad (h > D + b) \dots\dots\dots (2.14b)$$

$\rho = 1000/9.8 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2/\text{m}^4$ とし、(2.14)式を用いて表2.4の条件のもとで計算を行ない、 u と h の関係を求めたのが図2.23(a)および(b)である。同図には家屋の破壊危険曲線も示してある。これらの図より

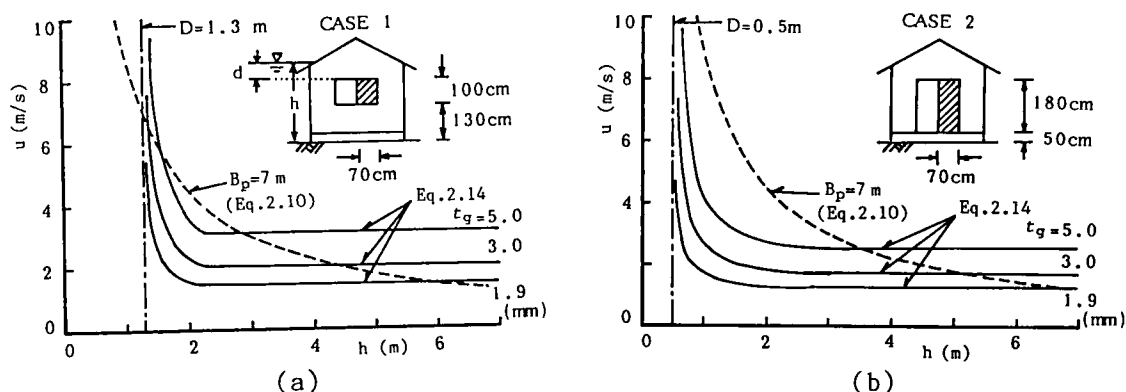


図2.23 窓ガラスの許容耐力を与える限界の流速と水深との関係

窓枠上部に水位が上がるまでは家屋の破壊危険曲線よりも窓ガラスの破壊危険度がかなり高いことがわかる。ガラスの破壊は動水圧以外に流木などの浮遊物の衝突によって容易に生じる。したがって、浮遊物の衝突によるガラスの破壊危険度についても明らかにする必要がある。

2. 3. 4 家屋群中で受ける流体力

これまでは流れの場に単一の家屋が存在する場合を取り扱ってきたが、実際の市街地における家屋の配置は様々であり、氾濫水の挙動もこれに影響されるものと思われる。ここでは、図2.24に示すように、前方に1個および2個の家屋ブロックを配置した水理模型実験を行ない、他の家屋の存在によっ

表2.5 実験条件

TYPE	b'/b	l'/l
A	0.0	1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0
A	0.5	1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0
A	1.0	1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0
A	1.5	1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0
A	2.0	1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0
A	2.5	1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0
B	1.0	1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0
B	1.5	0.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0
B	2.0	0.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0
B	2.5	0.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0
B	3.0	0.0

図2.24 家屋模型の配置図

て対象とする家屋に作用する流体力がどの様に影響されるのかについて検討する。

用いた水路は2. 3. 2で用いたものと同じである。流量は $8174\text{cm}^3/\text{sec}$ 、水深を 6.1cm に固定し、家屋ブロックの配置の違いによる影響のみに着目するため、水理条件は変化させていない。配置の種類は、図2.24の b および l をそれぞれ変化させ、表2.5に示す計11通りである。同表中、TYPE AおよびBはそれぞれ前方に1個および2個の家屋ブロックを配置した場合である。また、 $l'/l=0.0$ は3個並列に設置した場合である。

まず、TYPE Aの配置の実験について考察する。実験結果を図2.25に示す。横軸にブロック中心間の距離 b' とブロック幅 b との比を、縦軸に単独でおかれた場合に作用する流体力 F_0 によって無次元化した流体力 F/F_0 をとっている。同図より、 b'/b が0.5付近で F/F_0 が急上昇し、その傾向は l'/l_0 とはほぼ無関係に増大している。

$b'/b=0.0$ 、すなわち2つのブロックを流れに対して直列に配置した場合をみってみる。 l'/l が大きいほど、すなわちブロック間隔が大きくなるほど F/F_0 が大きくなる。 $l'/l<3.0$ までは逆方向の流体力を受け、 $l'/l=3.0$ 付近で F/F_0 がゼロとなり、 l'/l がさらに大きくなると F/F_0 も大きくなり、次第に単体で置かれた時の F_0 の値に近くなる。このことを流れの状況からみてみよう。写真2.4(a),(b)および(c)はそれぞれ l'/l が2.0、3.0および4.0のときの流況を示したものである。 $l'/l=2.0$ ではブロックは完全に前方のブロックの

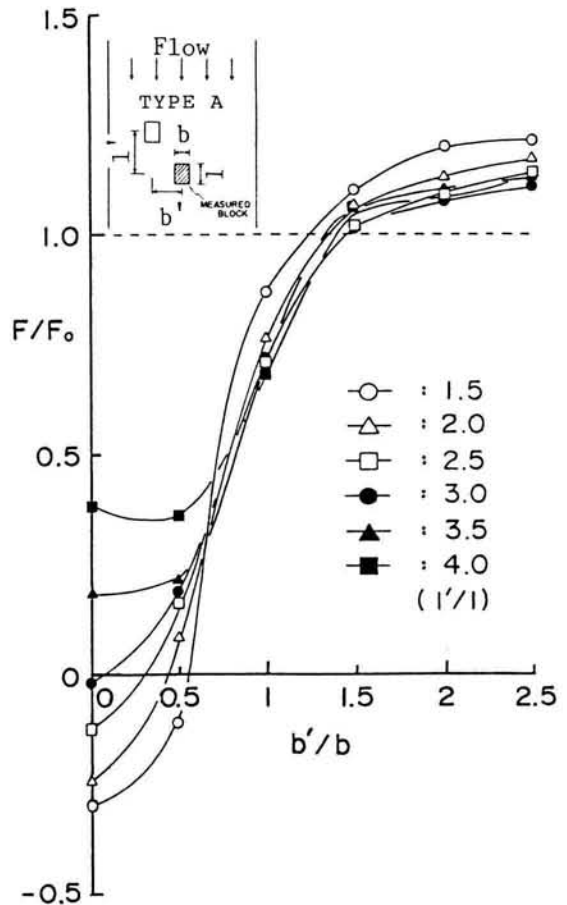
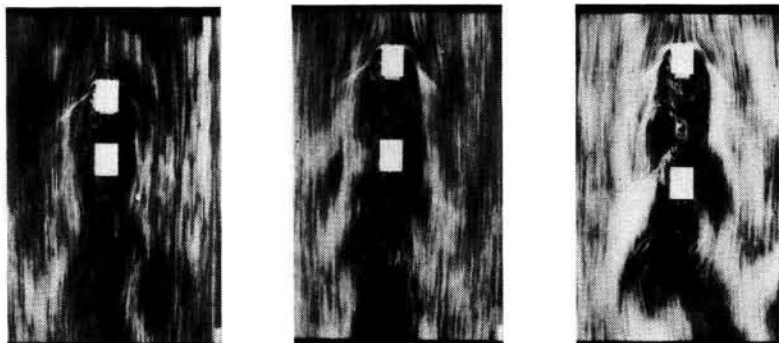


図2.25 b'/b と F/F_0 との関係 (TYPE A)



(a) $l'/l=2.0$ (b) $l'/l=3.0$ (c) $l'/l=4.0$

写真2.4(a)~(c) TYPE A ($b'/b=0$) の流れのパターン

後流域にあり、負圧領域のため、ブロックの背面のほうが圧力が高くなり、流れと逆方向の流体力を受けるものと思われる。 $l'/l = 4.0$ では前方のブロックから出る後流が後方のブロックの前面に衝突しており、背面より圧力が高くなるものと思われる。 $l'/l = 3.0$ の写真2.4(b)の流れの状況からは、 F/F_0 がゼロ近傍であるかどうかはわからないが、両者の中間的な状態であることが想像される。

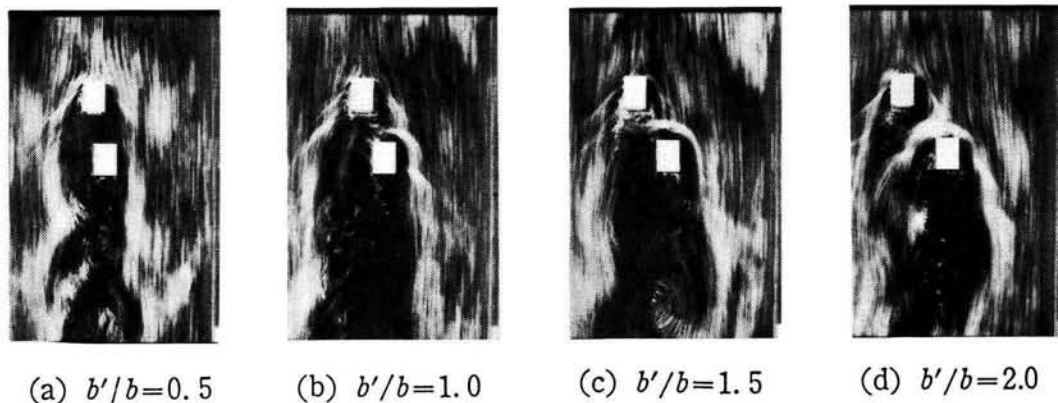


写真2.5(a)~(d) TYPE A ($l'/l = 2$) の流れのパターン

写真2.5(a)~(d)は、 $l'/l = 2.0$ として b'/b を0.5~2.0まで変化させたときの流れの状況を示したものである。図2.25から F/F_0 が1を越える、すなわち前方の家屋ブロックによる流体力が増大させられるときの b'/b は、1.3~1.5の所であり、そのときの流れの状態は、後方にあるブロックの前面の流れが左右に分岐し始める写真2.5(c)の状態よりも少し前のようである。

つぎにTYPE Bの実験結果を図2.26に示す。また、 $l'/l = 2.0$ および4.0の流れの状況を写真2.6(a)~(d)に示す。 b'/b の変化が F/F_0 に与える影響について検討しよう。 $l'/l = 0$ および1.5の場合を除き、 F/F_0 は b'/b の増加とともに大きくなっている。しかし、 b'/b が大きくなればブロックは単体として流体力を受けるようになり、 F/F_0 は1に漸近する。このことから、 $b'/b - F/F_0$ 曲線はある b'/b で最大値をとるはずである。 $l'/l = 1.5$ では $b'/b = 1.5$ 付近で F/F_0 がピークを持っている。 l'/l が1.5より大きい場合でも実験装置の規模の制約上測定できなかったが、ある b'/b の所でピークをとったもの

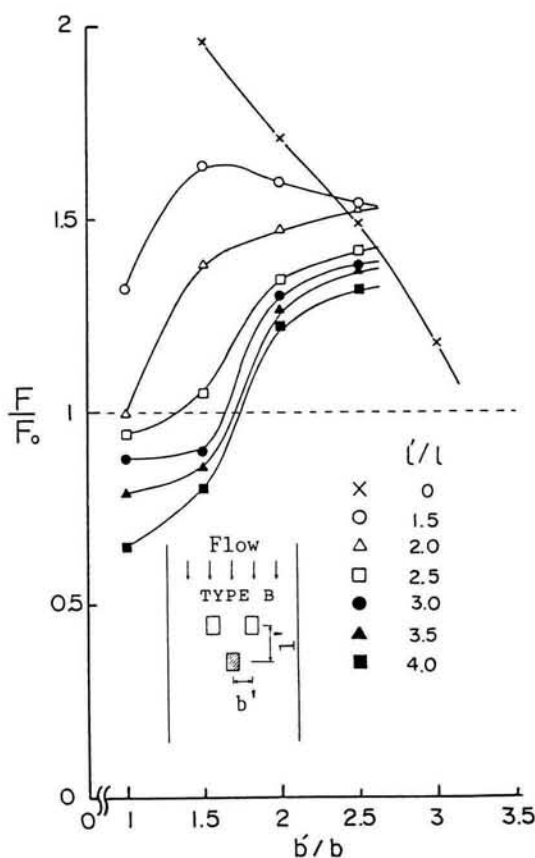
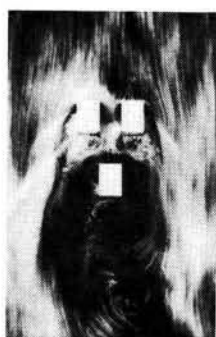
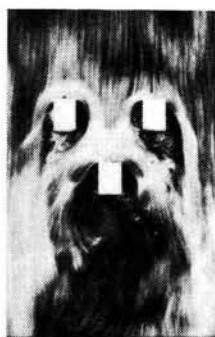


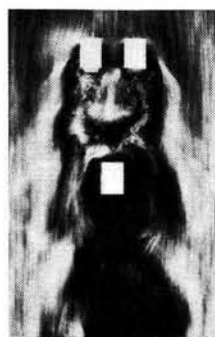
図2.26 b'/b と F/F_0 との関係 (TYPE B)



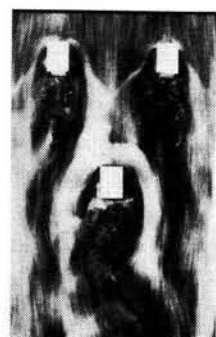
(a) $l'/l=2.0$
 $b'/b=1.0$



(b) $l'/l=2.0$
 $b'/b=2.0$



(c) $l'/l=4.0$
 $b'/b=1.0$



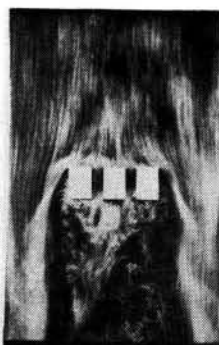
(d) $l'/l=4.0$
 $b'/b=2.5$

写真2.6(a)~(d) TYPE Bの流れのパターン

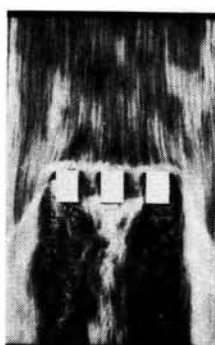
と思われる。これは、前の二個のブロックによる縮流の効果が最もでる b'/b と l'/l に規定される場合であると考えられる。 b'/b が小さい時、すなわち前のブロック間隔が狭い時、流水の遮蔽効果が生じ、幅の広い後流ができて F/F_0 が小さくなる。 l'/l の変化に伴う F/F_0 の変化は概ね l'/l の値が小さければ F/F_0 は増加し、大きくなると減少する。 l'/l が無限に大きくなれば前の物体の影響はなくなり、 F/F_0 は1に収束する筈であるがその境界の l'/l の値は実験では求まっていない。

次に $l'/l = 0.0$ すなわち3つのブロックが並列する場合について検討する。この結果が図2.26の×印で示されている。これより、 b'/b の増加に伴い F/F_0 は約2から1へと直線的に減少している。その流況を写真2.7(a)~(d)に示す。(a)ではブロック間隔が小さいためにその間の通過流量は少なく、三者が一体となって大きな後流域を生じている。ブロック前面での堰き上げが顕著で、このときの前面と背面との水位差は約1.8cmで単体の時には1.0cm弱であることから F/F_0 はかなり大きくなるはずで、このことは図2.26に現われている。間隔が広がるにつれて(b)~(d)に見られるように間隔を通過する流量が増加し、(d)では各ブロックが単独で配置されたような流況を示しており、その結果が図2.26にも現われている。

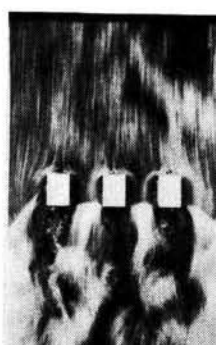
以上、並列配置でかつ間隔が狭いほど大きな流体力を受け、危険性が高い配置となることがわかっ



(a) $b'/b=1.5$



(b) $b'/b=2.0$



(c) $b'/b=2.5$



(d) $b'/b=3.0$

写真2.7(a)~(d) TYPE B ($l'/l = 0$) の流れのパターン

た。また、流体力が大きくなる場合は家屋ブロックがかなり接近している場合に現われている。流れの規模の考察が十分でないため、実際現象との対応がつけにくい、Re数による抗力係数の変化が角柱では小さいことから、ある程度定性的には、危険な配置の形態がこの結果から予測できるものと思われる。そして、実際の家屋配置形態を考えた場合の家屋の流失危険度は、最悪の配置形態でも、単独で配置された場合の2倍程度の流体力を受ける可能性があることを考えておけば良いものと思われる。

2. 4 氾濫水の非定常性を考慮した木造家屋の流失危険度¹⁵⁾

2. 4. 1 概 説

定常な流れの場合において家屋構造物が受ける流体力とこれによる木造家屋の流失危険度については前節で検討したが、実際の堤防決壊時には、堤内地に流出する氾濫水は一般に初期の段階において非定常であり、氾濫場の地形および人工的な構造物の影響を受けて二次元的に複雑な拡がり方をする。しかしながら破堤点直下において最も危険な状況を想定すれば、一次元の非定常流としての取り扱いも可能であろう。そこで、ここではこの初期段階の非定常流をDam-Breaking流れとして取り扱えるものと仮定する。

Dam-Breakに関する研究は古くは、Ritter¹⁶⁾、Dressler¹⁷⁾、Whitham¹⁸⁾ら数多くの研究者によって行われてきており、現在でもかなり活発に行なわれているが^{19), 20), 21)}、まず本解析で導入するRitterとWhithamの理論について紹介する。ついで、RitterとWhithamの解析解から求まる流速と水深とを用いて、流体力の時間変化を表すモデルを提示し、これと実験値とを比較する。最後に、氾濫水の非定常性を考慮した木造家屋の流失危険区域の設定法について検討する。

2. 4. 2 Dam-Breakingによる非定常流れに関する従来の研究

(1) Ritterの理論

Ritterはダム下流側の水深がゼロの水平床の上のダム破壊流れに関する解を路床の抵抗を省略した浅水長波の式から解析的に求めている。すなわち、運動方程式と連続式は次式で表わされる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots(2.15)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots(2.16)$$

図2.27に示した流れの模式図を参考にすると特性曲線法を用いて次式で示される流速および水深に関する厳密解を得る。

$$u = \frac{2}{3} \left(\frac{x}{t} + \sqrt{gh_0} \right) \quad \dots\dots\dots(2.17)$$

$$h = \frac{1}{9g} \left(2\sqrt{gh_0} - \frac{x}{t} \right)^2 \quad \dots\dots\dots(2.18)$$

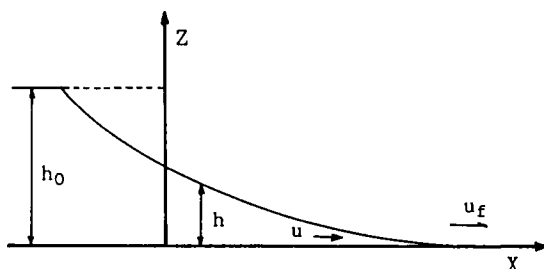


図2.27 Dam-Breaking流れの模式図

ここに、 u_f ;先端流速であって次式で示される。

$$u_f = 2\sqrt{gh_0} \dots\dots\dots(2.19)$$

h_0 ;ダム初期水深、 x ;ダム地点からの距離、 B_0 ;水路幅である。なお、ダム地点における水量は次のようである。

$$h = \frac{4}{9} h_0, \quad u = \frac{2}{3} \sqrt{gh_0}, \quad Q = \frac{8}{27} \sqrt{gh_0^3} B_0 \dots\dots\dots(2.20)$$

Ritterの解により、平坦床で底面摩擦が無視できる場合には、任意の時刻における任意地点の水量が知れる。

(2) Whithamの理論

Whithamは、次式に示されるような流体抵抗を含む浅水流方程式を用いて解析を行っている。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + K \frac{u^2}{h} = 0 \dots\dots\dots(2.21)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + u \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots(2.22)$$

ここに K は流体抵抗に関する係数で、Manningの粗度係数 n を用いて表わすと、 $K=gn^2h^{2/3}$ 、Chezyの係数 C を用いて表わすと、 $K=gh^2/C^2$ である。彼は、先端部付近では摩擦の影響が大きくなって、 $\partial h/\partial x$ が大きくなるとともに水粒子加速度 $\partial u/\partial t + u\partial u/\partial x$ は他の項に比して無視できるとし、(2.21)式は次式で近似されたとした。

$$-g \frac{\partial h}{\partial x} = K \frac{u^2}{h} \dots\dots\dots(2.23)$$

先端位置を堤体(破堤口)からの距離 $x=a(t)$ にとると、先端移動速度は $u_f=da/dt$ で表わせるので、いま K をconstantと仮定すると、第一近似として水深 h は(2.23)式から次式のように求まる。

$$h = \frac{da}{dt} \left(\frac{2K}{g} \right)^{1/2} \{a(t) - x\}^{1/2} \dots\dots\dots(2.24)$$

ここに、 h は先端近傍のある位置 $x=\xi(t)$ から $x=a(t)$ までの間の領域(tip region)における水深である。任意時刻の任意地点における流速と水深はそれぞれ次の各式で評価されるが、Whithamは、この領域より後方(堤体側)の部分はRitterの解に接続するとした。

$$u = \frac{da}{dt} + u_1(t)(a-x) + u_2(t)(a-x)^{3/2} + \dots\dots\dots(2.25)$$

$$h = \frac{da}{dt} \left(\frac{2K}{g} \right)^{1/2} (a-x)^{1/2} + h_1(t)(a-x) + h_2(t)(a-x)^{3/2} + \dots\dots\dots(2.26)$$

このとき、 $x=\xi(t)$ で境界条件を与えることができるので、(2.22)式の連続式を用いてtip regionにおける流速として次式を得た。

$$u = \frac{da}{dt} = \sqrt{gh_0} \left\{ 2 - 3.452 (Kt\sqrt{g/h_0})^{1/3} \right\} \dots\dots\dots(2.27)$$

ただし、(2.27)式は t がかなり小さいときに成立するとしている。なお、先端位置は(2.27)式を $t=0$ において $a(t)=0$ の条件を用いると次式のように求まる。

$$a(t) = 2\sqrt{gh_0}t - 2.589\sqrt{gh_0}K^{1/3}(g/h_0)^{1/6}t^{4/3} \dots\dots\dots(2.28)$$

また、先端領域 (tip region) の大きさは

$$a - \xi = 2.589(t\sqrt{g/h_0})^{1/3}K^{1/3}h_0 \dots\dots\dots(2.29)$$

となり、これより後方部分はRitterの解に従うとしている。

以上が、Dam-Breaking流れにおける水面形と流速に関するRitterとWhithamの理論である。

2. 4. 3 流れの非定常性を考慮した流体力に関するモデル化

ここでは、氾濫水が構造物に衝突した際に生じる構造物基礎（木造構造物基礎部のほぞ）まわりのモーメントの最大値を求め、これをもって木造家屋の流失危険度を評価する。まず、構造物に作用する力についてはCumberbatch²²⁾とMorisonら²³⁾の評価法について検討し、流れの水面形や流速には前述したRitterとWhithamの理論を導入して流体力を評価する。

(1) Cumberbatchの理論を用いた流体力表示

図2.28に示すような幅 B 、流下方向の厚さ L の構造物に氾濫水がやってきた状態を考える。構造物の後方への流体の回り込みが無い場合、構造物に作用する力はCumberbatchによると次式のようなものである。

$$F = C_F \rho B u^2 h \dots\dots\dots(2.30)$$

ここに、 C_F はCumberbatchの理論における流体力係数で、土屋ら²⁴⁾によると C_F と θ との間には、

$$C_F = 1 + (\tan \theta)^{1.2} \dots\dots\dots(2.31)$$

のような関係がある。ここでは近似的に図2.29に示すような関係が成り立つとする。すなわち、

$$C_F = 1 + \tan \theta \dots\dots\dots(2.32)$$

Cumberbatchの近似式では、 $\theta = 22.2^\circ$ および 44.5° に対してそれぞれ $C_F = 1.4$ および $C_F = 2.1$ であり、(2.32)式でもかなりCumberbatchの結果に近い値となっている。

実際の流れは構造物の後方への回り込みや構造物前面と後面との圧力差に起因した力が作用するのでこれらを考慮する必要がある。鋭いエッジをもった構造物後方では剥離が生じ、複雑な流れとなるが、ここでは近似的に構造物の背後においても水面勾配 θ が保たれ、前面と後面との圧力差が静水圧分布すると仮定すると、 $h - h' = \Delta h = L \tan \theta$ (h' は構造物背後の水深) なる関係から、静水圧に基づく力は

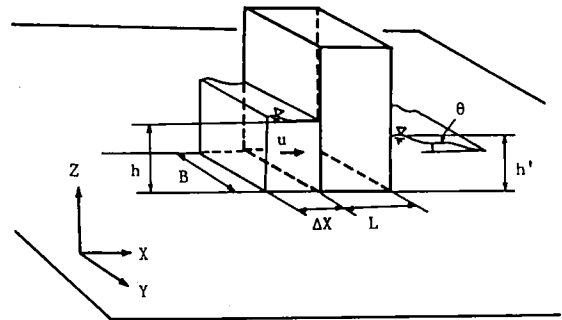


図2.28 構造物周辺の流れの模式図

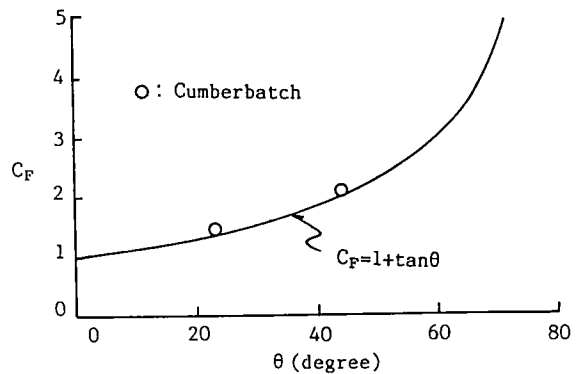


図2.29 C_F と θ との関係

$$F_p \approx \rho g B L h \tan \theta \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

のようになる。したがって、構造物に作用する力は結局次式のように表わせる。

$$F = \alpha C_F \rho B u^2 h + \rho g B L h \tan \theta \quad \dots\dots\dots (2.34)$$

ここに、 α ；水流の構造物への回り込みを考慮した係数である。上式より、流速 u 、水深 h および θ が求まれば α を適当に定めることにより流体力 F が求まる。

Cumberbatchによると壁面に作用する流体圧の分布は、次式で示されるような放物線分布で近似される。

$$P = \frac{1}{2} \rho u^2 K \left(1 - \frac{\lambda^2}{\lambda_w^2} \right) \Big|_{\mu=0} \quad \dots\dots\dots (2.35)$$

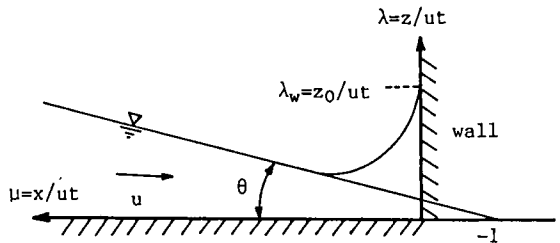


図2.30 θ の定義図

ここに、 k ；係数で λ および μ は図2.30に示した無次元距離であり、 λ_w は水面が壁面と接する

高さである。したがって、作用高さは水深の2/5の高さにあることになり、定常な流れの場に置かれた物体に作用する力の作用点の高さに関する実験値より小さい値になっている。以後、モーメントを求める際にはこれを用いることにする。

(2) Morisonの理論を用いた流体力表示

一般に流体中を物体が加速度運動する場合や、物体の周囲の流体が非定常流である場合には物体は抗力とともに仮想質量力を受ける。Morison²³⁾によると、波動などの非定常流による流体力は、構造物背後の渦によって生じる力、圧力勾配によって生じる力および物体周囲の流体が加速されるために生じる力との和によって表わされ、幅 B の正角柱の単位長さ（高さ方向）当りに作用する流体力は次式のように表わされる。

$$dF = C_D \rho \frac{|u|}{2} u B dz + (C_P + C_V) \rho B^2 \frac{\partial u}{\partial t} dz \quad \dots\dots\dots (2.36)$$

ここに、 C_D ；抗力係数、 C_P 、 C_V ；係数で、 C_P はポテンシャル理論によると1、 C_V もポテンシャル理論によると円柱の場合には1、正角柱の場合には1.19²³⁾となる。これらを質量係数 C_M で表わすと、正角柱の場合 $C_M = C_P + C_V = 2.19$ となる。

いま、幅 B で長さ L の角柱（家屋模型）にもこの理論が適用できる考えると、家屋模型前面における水深 h と流速 u とを用いて構造物に働く全流体力は次式で表わせよう。

$$F = \frac{1}{2} C_D \rho B u^2 h + C_M \rho B L \frac{\partial u}{\partial t} h \quad \dots\dots\dots (2.37)$$

2. 4. 4 Dam-Breakingによる非定常流れの流体力に関する実験的検討

(1) 実験装置および実験方法

実験に用いた水路は、図2.31に示すような長さ5m、幅0.5m、深さ0.2mの両面アクリル製水路で、ほぼ水平に設置してある。水路の途中に全幅にわたる仕切板（以下ゲートと呼ぶ）を架設し、これより

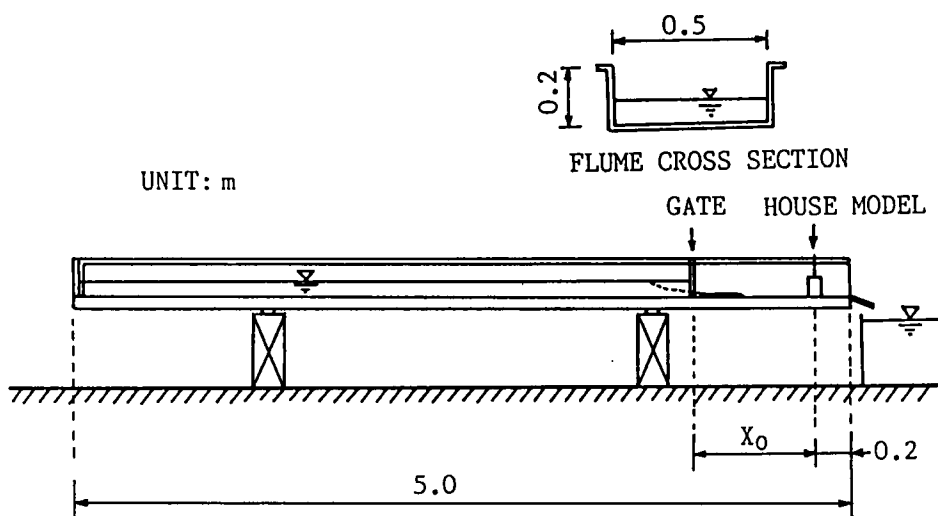


図2.31 流体力測定水路

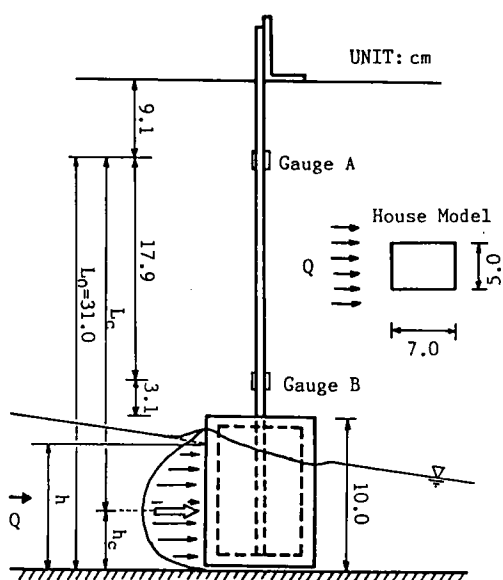


図2.32 流体力測定部の諸元に関する概要

上流側に貯水し、ゲートを瞬時に引き抜くことによりDam-Breaking流れを発生させる。図2.32に示すような家屋模型を水路下流端より20cm上流のところに設置し、これに作用する流体力を測定した。家屋模型はアクリライト製の密封中空容器で、長さ7cm、幅5cm、高さ10cmである。これを底面との接触が無いようにわずかの間隙を設けて、幅0.58cm、厚さ0.59cm長さ45cmの真鍮棒で図のように固定した。真鍮棒には図に示す位置に4枚のひずみゲージを張り付け、2.3.2で求めたのと同様の方法により流体力を計測した。

測定項目については、2台の動ひずみ測定器による2地点の曲げひずみはペンレコーダに記録し、これから流体力を算出した。先端流速、任意の地点の

表2.6 実験条件

X_0 (cm)	h_0 (cm)								
40	7.0	6.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0
60	7.0	6.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0
80	7.0	6.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0
100	7.0	6.5	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0

X_0 : Distance from gate to house block

h_0 : Initial water depth behind gate

表面流速および水面形は高速度ビデオカメラで撮影し、画像解析により求めた。実験条件は、表2.6に示す通りである。同表中 X_0 はゲートから家屋模型までの距離で、家屋模型を固定しゲートの位置を移動して構造物とゲートとの距離を40、60、80および100cmの4通りに変化させた。また、 h_0 は水槽内の初期水深であって3cm～7cm

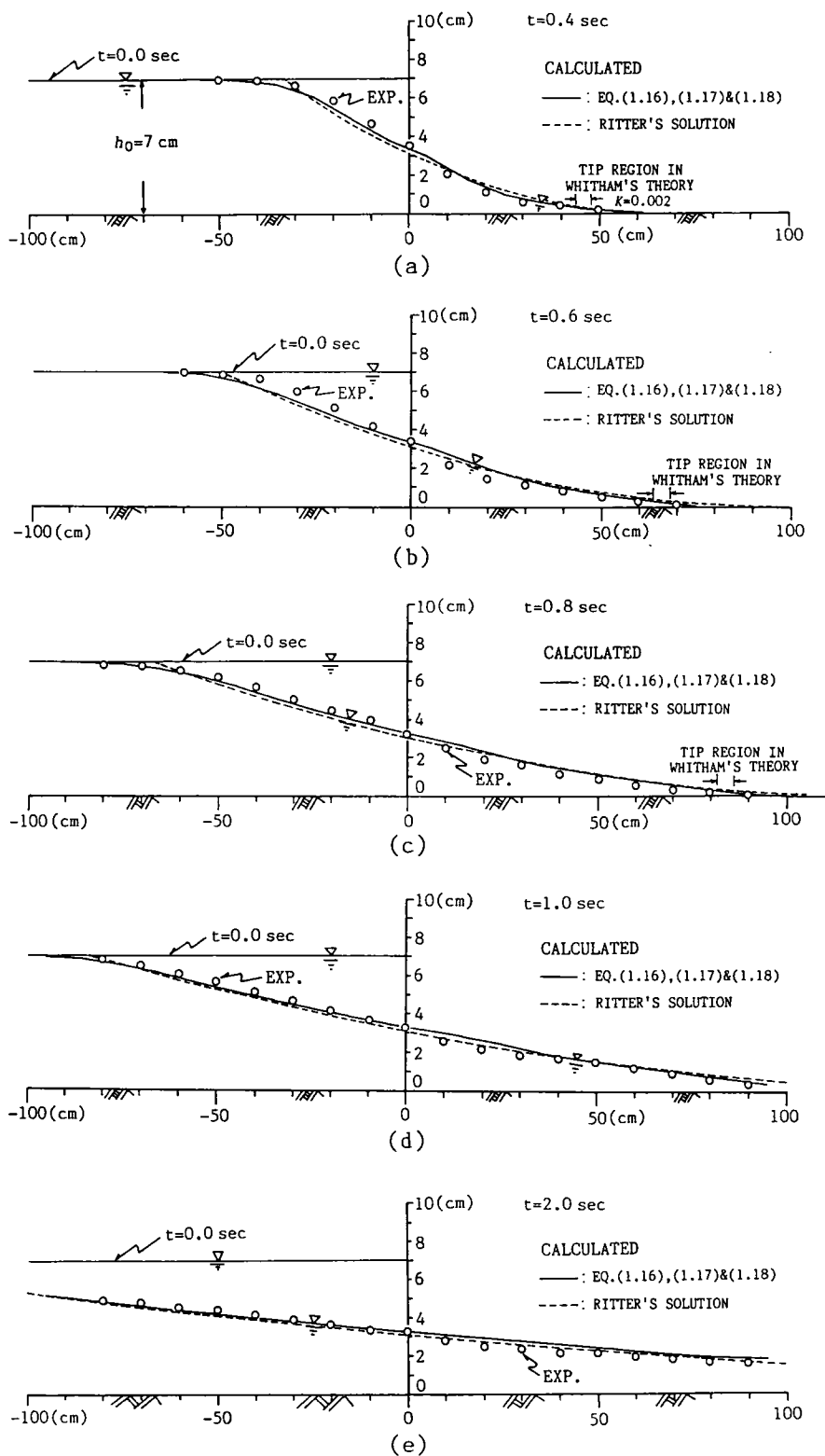


図2.33(a)~(e) Dam-Breaking流れの水面形に関する実験値と計算値との比較

まで0.5cmずつ変化させた。したがって、実験ケースは合計36通りである。

(2) 実験結果と計算結果との比較検討

まず、Dam-Breaking流れにおける水面形について、RitterおよびWhithamの解析解および1. 2. 1で示した二次元平面流れの基礎式をそのまま一次元のDam-Breaking流れに適用して得た数値計算結果と実験値とを比較し、それぞれのモデルの適用性を検討する。

図2.33(a)～(e)は、水槽内の初期水深を $h_0=7\text{cm}$ とし、水路内(幅50cm)に何も構造物を配置しない場合の、ゲート除去後 $t=0.4, 0.6, 0.8, 1.0$ および2.0秒におけるDam-Breakingながれに関する水面形の実験値と計算値とを比較したものである。Ritterの解でも比較的实验値をよく再現しているが、抵抗が作用しないため、先端部付近は極めて薄い流れとなっており、 x 軸に徐々に漸近していることがわかる。また、ゲートより上流側の水面形は下に凸の曲線となっているが、実験では上に凸な水面形を呈している。一方、1. 2. 1で示した(1.16), (1.17)および(1.18)式を数値計算した結果($n=0.01$)は、実験結果を比較的良好に再現している。Whithamの理論では、tip regionのみに路床抵抗を考慮しそれより上流側ではRitterの解に接続する水面形となるため、先端が構造物を通過してからの構造物付近の流れはRitterの解の領域となる。これらの図からも明らかなように、tip regionは小さく($K=0.002$)、構造物が存在する地点における流速や水深を議論する場合には、Whithamの理論においてもRitterの解として取り扱う範囲であるものと思われ、以下の流体力の評価においてはRitterの理論による $h(t, x)$ および $u(t, x)$ を用いることにする。ただし、ここでの h および u の取り扱い、流れの場に構造物が有っても無くても、流れはRitterの解に従うと仮定する。

つぎに、流体力の時間変化に関する実験値と計算値の比較をする。その際、流速と水深に関しては、それぞれRitterの理論解である(2.17)および(2.18)式を用い、流体力の評価式にCumberbatch型の(2.34)式とMorison型の(2.37)式の2通りを考える。すなわち、

CASE A: Ritter + Cumberbatch CASE B: Ritter + Morison

の場合を検討する。なお、CASE AおよびBの場合の流体力はおのこの次の各式となる。

$$F = \frac{4\alpha\rho B}{81g} \left(\frac{x}{t} + \sqrt{gh_0} \right)^2 \left(2\sqrt{gh_0} - \frac{x}{t} \right)^2 + \frac{8\alpha\rho B}{729g^2} \frac{1}{t} \left(\frac{x}{t} + \sqrt{gh_0} \right)^2 \left(2\sqrt{gh_0} - \frac{x}{t} \right)^3 + \frac{2\rho BL}{81g} \frac{1}{t} \left(2\sqrt{gh_0} - \frac{x}{t} \right)^3 \dots\dots\dots (2.38)$$

$$F = \frac{1}{9g} \left(2\sqrt{gh_0} - \frac{x}{t} \right)^2 \left\{ \frac{2C_D\rho B}{9} \left(\frac{x}{t} + \sqrt{gh_0} \right)^2 - \frac{2C_M\rho BLx}{3t^2} \right\} \dots\dots\dots (2.39)$$

実験値と計算値との比較は表2.6に示した全ての場合について行っている¹⁵⁾が、そのうちの代表的なものについて示したものが図2.34である。同図において、計算値および実験値とも流れが家屋模型に到達した時点を $t=0\text{sec}$ としている。なお、 $\tan\theta = -\partial h/\partial x$ 、 $\alpha=0.75$ 、 $C_M=2.19$ 、 $C_D=2.05$ とした。これらの図より、CASE Aの組合せ、すなわちRitterの解とCumberbatch型の流体力評価式の組合せが実験値を比較的良好に説明しているようである。Morison型の流体力表示式ではポテンシャル流れで得られた付加質量係数 C_M の値を用いたことにも問題があるのかもしれない。構造物が無い場における流速や水深の値を用いて流体力を評価したこのような取り扱いでも実験値を比較的良好に説明する結果

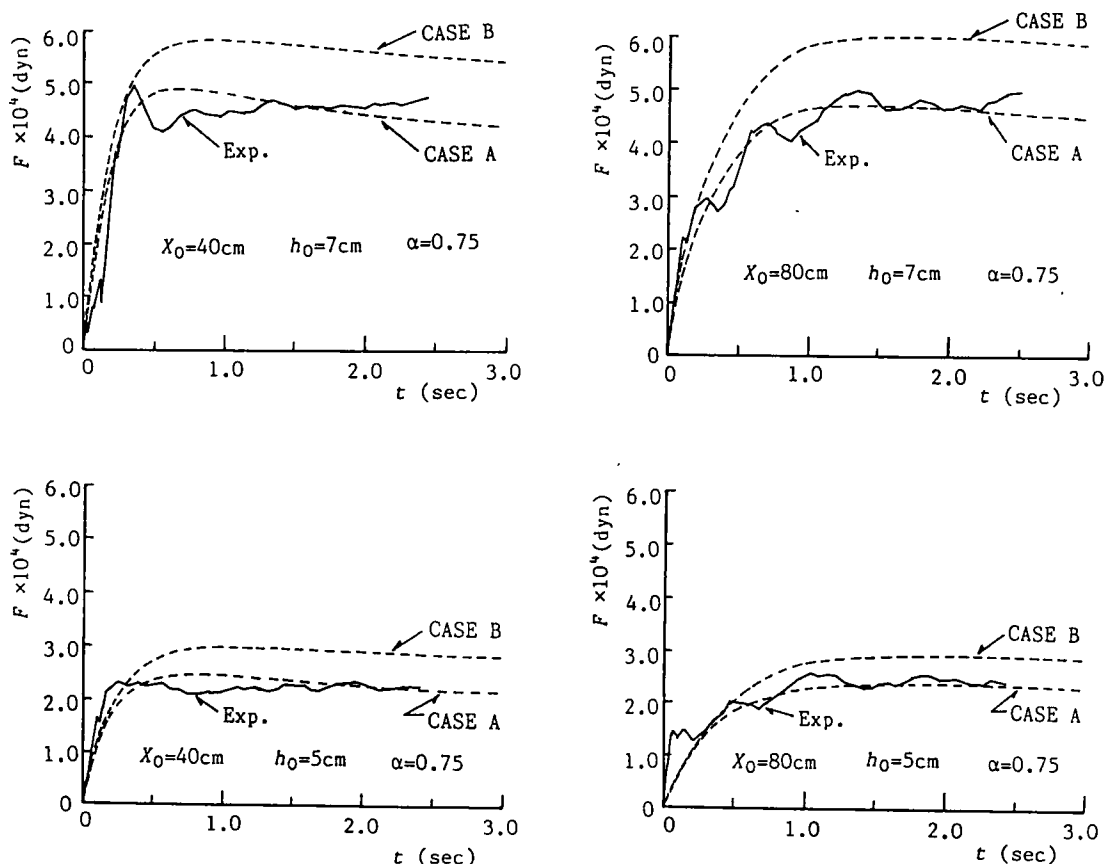


図2.34 流体力に関する実験値と計算値との比較

が得られた。

実験値は衝突直後にやや大きな力が生じているが、ここで考えている流体力は最初の衝突時ではなくてそれ以後に現われるものである。このような衝撃力は計算の適用範囲外であろう。しかし、時間がかかり経過した時点では流体力もさらに大きくなり、結局 2. 3. 2 で検討した定常な流れの場で構造物に作用する流体力の実験結果に近づいていくようである。このことは 2. 3. 2 で得られた木造家屋の流失危険度指標が安全側として非定常な流れの場における家屋の流失危険度指標ともなり得ることを示唆している。さらに、非定常な流れも、1. 2. 1 で示した基礎式の数値解析で実験結果が比較的良く説明できることから、定常な流れの場を対象として得られた流失危険度指標を用いて、この数値計算によって非定常な流れの場での木造家屋の流失危険度評価がある程度可能であることも示唆しているものと思われる。

さて、木造家屋の流失危険度を評価するには流体力と作用点高さをを用いてモーメントに直す必要がある。そのとき、モーメントの最大値が問題となるから、ここではモーメントの時系列は考えず、最大モーメントは最大の流体力を受けている時点での計算水深の 2/5 の高さに作用点があるとしてこれをその流体力に乘じることにより求めることにする。なお、実験において作用高さを求めることが困難であったため、実験値においても作用高さだけはそのときの実測水深の 2/5 の高さにあるとして整

理した。

図2.35はこのようにして得られた最大モーメントの値とゲートからの距離との関係を示したものである。この図より、実験値は距離 X_0 が比較的小さい $X_0=40\text{cm}$ 付近ではいずれの初期水深 h_0 に対しても Morison 型の流体力表示式に Ritter の解を用いたケースに近い値をとっている。そして距離 X_0 が大きくなるにつれて実験値はこの曲線を徐々に下まわっていき、Cumberbatch 型の流体表示式と Ritter の解を用いて求めた曲線に近付いて、更にこれを下回るかこれに近い値を取り続けている。Morison 型の流体力の評価式では、実験値よりも大きな流体力を算定する傾向にあったので、モーメントでも Cumberbatch 型の流体力評価式から求まるモーメントよりも大きくなっている。とくに初期水深 h_0 が大きいケースで実験値が X_0 の増加とともに理論値を下回っていく理由は、流下とともに床路抵抗によるエネルギー損失のため、流速が減少していくからだと思われる。実験値と計算値とはこのような違いがあるものの、実験値はある程度ここで示した理論で説明できているものと思われる。

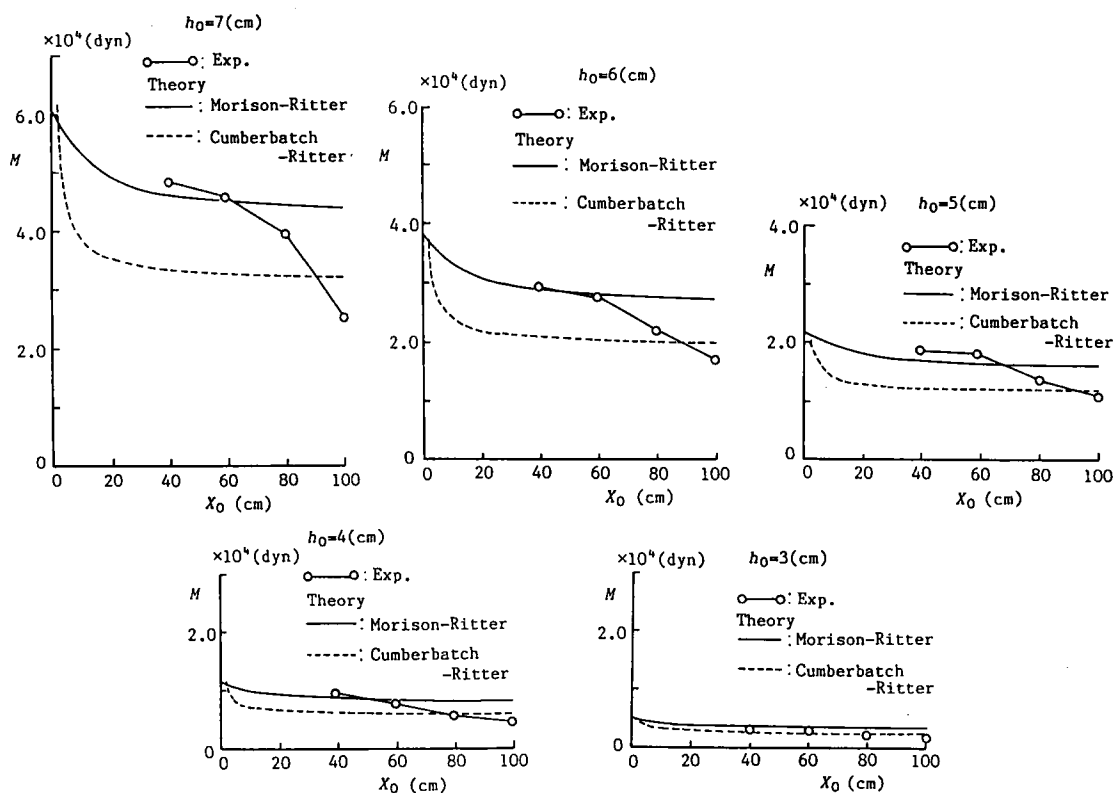


図2.35 最大モーメント M とゲートから構造物までの距離 X_0 との関係

2. 4. 5 氾濫水の非定常性を考慮した木造家屋の流失危険区域の設定法

つぎに、Froudeの相似則にしたがって実際の家屋スケールへ実験値を相似変換する。幾何学的な相似比は2. 3. 2で用いた $\lambda_F = 109.2$ を採用することにすれば、モーメントの相似比は $\lambda_M = 1.442 \times 10^8$ となる。図2.36は相似変換した後の水理量について、横軸に X_0 を h_0 で無次元化した値をとり、縦軸にモーメント M を、破堤口近傍に家屋構造物があると仮定した場合に、この家屋構造物が流体か

ら受けるモーメント M_0 で無次元化した値をとっている。なお、 M_0 は次式のRitterの解とMorisonの流体力表示式とから求める。

$$M_0 = \frac{2}{5} h_{x=0} \left(\frac{1}{2} C_D \rho B u_{x=0}^2 h_{x=0} + C_M \rho B L \frac{\partial u}{\partial t} \Big|_{x=0} h_{x=0} \right) = \frac{1}{5} \left(\frac{2}{3} \right)^6 C_D \rho g B h_0^3 \dots\dots(2.40)$$

ここに、 $u_{x=0}=2/3\sqrt{gh_0}$ 、 $h_{x=0}=4/9h_0$ 、 $\partial u/\partial t=0$ 、 $C_D=2.05$ を用いる。

図中 M_a とあるのは、2. 3. 2で引用した実大家屋の加力試験結果から求まった標準的な実大家屋の耐力モーメントであり、 $M_a=418730(\text{N}\cdot\text{m})$ とした。また、図中の一点鎖線は比較的实验結果の傾向を良く説明するように選んだ回帰曲線であり、次式で示される。

$$\frac{M}{M_0} = \exp \left\{ -0.03993 \left(\frac{x_0}{h_0} \right) \right\} \dots\dots\dots(2.41)$$

この曲線と各水深に対する M_a/M_0 を表わす直線との交点よりも堤体側（左側）の X_0/h_0 が、木造家屋の流失危険範囲を表わす。(2.41)式の M に M_a を代入することにより、流失危険範囲の堤体からの限界の距離を表わす X_d を次式のように求めることができる。

$$x_d = 25.04 h_0 \ln \left(\frac{B h_0^3}{1187} \right), (\text{unit : m}) \dots\dots\dots(2.42)$$

h_0 は堤防が瞬時に堤内地の標高まで決壊した場合、もとの堤防天端高に相当すると考えられる。したがって、木造家屋の流失危険範囲が、最も危険な場合として、堤防天端高の関数として知れる。図2.37は家屋の耐力モーメントが家屋幅 B と無関係に M_a で一定であると仮定したとき、家屋幅 B をパラメータとして X_d と h_0 との関係を示したものである。同図より、木造家屋の流失危険範囲は家屋幅 B および初期水深（堤防天端高） h_0 が増加するとともに拡大することが知れる。

以上、Ritterの解を用いた流体力表示とこれに基づくモーメントによる木造家屋の流失危険範囲の設定法について検討した。流体力については種々の仮定や若干の矛盾点もあるが実験結果をある程度説明できたこと、その結果は2. 3. 2で得られた定常流中で受ける流体力で安全側に評価されるこ

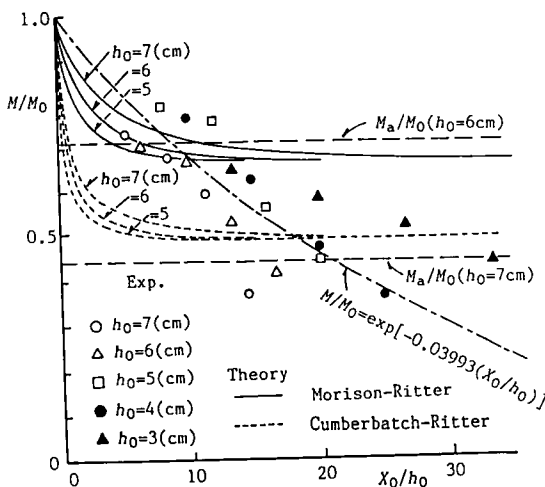


図2.36 相似変換後の最大モーメントとゲートから構造物までの距離との関係

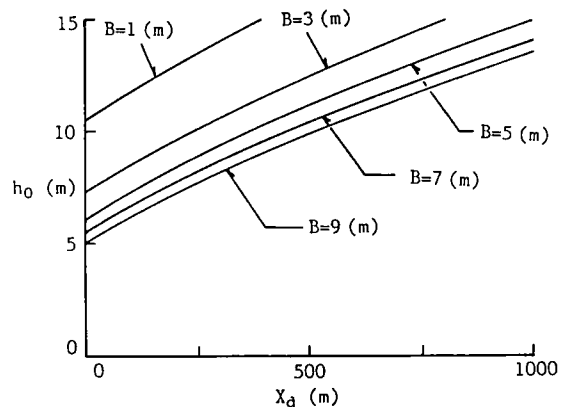


図2.37 氾濫水の非定常性を考慮した木造家屋の流失危険曲線

となどが明らかになったが、破堤現象はあくまでも2次元的事象であることや破堤が部分的に起こり、堤体の一部が残ったような場合には河道水が堤防斜面を流下してくるような場合もあることおよび家屋構造物に氾濫水が斜めからぶつかる場合も考える必要があるなど、今回行ったような一次元的な取り扱いの適用限界も明らかにしなくてはならない。

2. 5 実際の災害への適用例 - 昭和40年奥越豪雨災害の真名川閉塞による家屋流失²⁵⁾ -

2. 5. 1 概 説

河川堤防の決壊による木造家屋の流失危険度について2通りの評価法を示したが2. 3で述べた手法で、ある程度非定常の流れの場における家屋の流失危険度をも評価可能であることが2. 4で推定された。そこで、ここでは2. 3. 2で示した木造家屋の流失危険度評価指標を用いて、昭和40年の奥越豪雨災害で真名川が土石流の堆積による天然ダムの形成によって閉塞し、高水敷上にあった家屋が行き場を失った河道水によって上流側へ流失した現象の再現を試みる。

昭和40年9月10日に台風23号が西日本を横断し、ついで17日には台風24号が中部日本を横断して各地に被害が生じた。この昭和40年9月の災害を特徴付けるものは台風そのものによるのではなく、これらの台風の間、9月13日頃からほぼ日本列島に沿って停滞していた前線に、まだ1000km以上離れた位置にあった台風24号が影響して西日本各地に大雨が生じたことである。

福井県地方は14日の日中は全般に一樣な雨が降っていたが、夜に入って奥越地方に集中して激しく

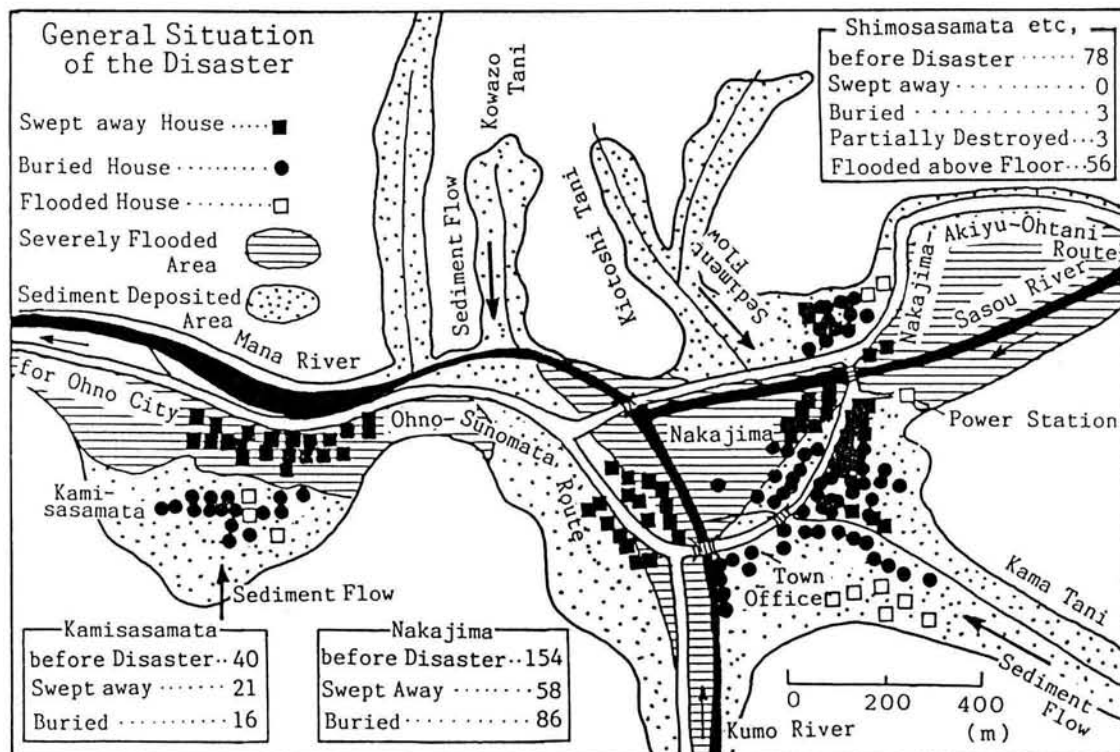


図2.38 福井県西谷村豪雨災害概況

降り、15日の15時過ぎになってようやく降雨域も分散し始め、それが東の方へ移動し始めて集中豪雨は解消に向かった。本集中豪雨の中心となった福井県西谷村本戸では、14日9時から15日9時までの日雨量が844mm、13日9時から16日9時までの3日雨量が1044mmにも達し、14日22時頃には降雨強度が90mm以上となっていた²⁶⁾。

奥越豪雨被害のうち、家屋の被害で特に顕著であったのは西谷村（現在は大野市）の中心をなす中島地区およびそれに隣接する上笹又地区であった。すなわち、中島地区では被災前の世帯数154のうち、流失58、埋没86であり、上笹又では被災前の世帯数40のうち、流失21、埋没16となっている。中島では、さらに役場、学校などの建物も全壊または埋没しており、西谷村は全村の世帯数が272戸であることに鑑み、まさに壊滅状態となったのである²⁷⁾。このような被害は単一の原因によってもたらされたものではなく、以下に述べるようなことが複合して発生したためである。

中島および上笹又是図2.38に示すような位置関係にある。中島は笹生川と雲川との合流点にあり、地区の中心を鎌谷（鎌田川）が貫流している。中島地区のうち、笹生川に挟まれた地帯に位置する主要部分はこの鎌谷が形成した扇状地上に立地していたのである。一方、雲川の左岸に展開する中島地区の一部および上笹又是狭小な雲川および真名川の谷底平野上に立地しており、上笹又是真名川の常水路の弯曲部外岸側に立地しているという不利な条件も兼ね備えていた。

文献^{25), 26), 28), 29), 30)}によると災害の時間経過をたどれば以下のようである。

9月14日19時頃より特に激しく降り出した集中豪雨は、21時頃から鎌谷からのおびたしい土砂流出をもたらし、夜半から15日の2時にかけて役場や学校を含む中島地区の大半を埋没させ、一部の家屋を流失せしめた。その間、9月14日22時頃には笹生川を挟んだ対岸にある木落し谷も土石流を発生し、家屋3戸を埋没させた。また、笹生川にかかる県道のコンクリート橋の橋台部分が流失し、笹生川の洪水が対岸の中島地区を直撃するな形となって、扇状地の東側1/3に立地する家屋をことごとく流失させた。

15日午前8時30分（文献29)による。28)では10時、30)では11時頃、26)では8時5分とある。）こわぞ谷に山崩れが発生し、これが真名川を堰き止める天然ダムを形成した。このため、ダム上流部で洪水が上流へ波及し、15日9時頃²⁹⁾中島地区の雲川左岸側の家屋を上流へ向かって流失させた。この天然ダムはやがて決壊し、それによって生じた大洪水が約1km下流の上笹又を襲い、15日11時頃には上笹又の河岸に近い21戸が流失した（文献26)では昼過ぎ頃から家屋が次々流失した）。

このような経過から明らかなように、流失家屋の大半は天然ダムの影響による洪水と橋梁付近の河岸決壊による洪水氾濫によっており、土砂流出によっては、二階まで埋没しているものもあるがほとんど流失には至っていない。すなわち、鎌谷および上笹又の裏山の沢からの土砂流出は、大規模な土石流というよりも、むしろ比較的長時間にわたって流出・堆積した土砂流によるものと推察される。

河岸決壊による洪水氾濫に関しては再現を試みるに十分な資料が無いので、ここではこわぞ谷からの土砂崩壊によって形成された天然ダムによる真名川の閉塞に伴う中島地区の家屋流失現象に焦点を当てる。なお、中島地区の土砂流による埋没過程については5章で検討する。

2. 5. 2 天然ダムの形成と河道特性

9月15日午前8時30分頃、笹生川と雲川の合流点より下流約300mの真名川右岸の勾配約30°のこわぞ

谷が、幅約50m、延長約600mにわたって崩れ落ちた。崩壊土量はよく分からないが、災害直後の近畿地方建設局の算定³¹⁾では約330,000m³となっている。この崩壊土が直下を流れる真名川を一時堰止めて天然ダムを形成した。災害直後の空中写真から、その河道閉塞の痕跡を調べると図2.39に示すような形状で本川河道を閉塞したもようである。図中に示した天然ダムは本川河道の横断方向に約300m、本川流下方向に約100mであるので、平均厚さを約10mとすればやはり30万m³程度の土量となる。

図2.40は9月14日から16日にかけての笹生川ダムにおける流入流量と放流量とを示したものである³¹⁾。笹生川ダムは笹生川と雲川との合流点から約6km程上流に位置しているので、この図より天然ダム形成時刻付近での笹生川からの流量は約800m³/sであったものと推定される。中島地先における笹生川と雲川の流域面積はそれぞれ96.6km²および90.7km²で、ほぼ拮抗しており、雲川の流量は笹生川ダムの流入流量とほぼ等しいものと推定される。雲川にも雲川ダムが当時存在していたが、これは小規模であるので流量の変化にはほとんど寄与しなかったものと想像されるので、合流点への雲川の流量は、天然ダム形成当時、やはり800m³/s程度であったものと推定される。したがって、天然ダム形成地点の当時の流量は約1600m³/sであったことになる。

当時の真名川の河川断面、勾配などは不明であるが、高橋²⁵⁾によると天然ダム上流の河道の平面形状および各断面の横断形状は図2.41のようである。

2. 5. 3 家屋流失に関する氾濫シミュレーション

本計算の目的は家屋流失の可能性に関する概略の状況を再現することにあるので、計算領域を図2.42のように定め、雲川の左岸側の堤防および雲川右岸堤および笹生川左岸堤は水深がいくらになっても越水しないものとしている。また、天然ダムの正確な高さは不明であるので、ここでは十分に高いものとし、越流が始まってからの状況については考慮しない。

計算にあたっては、ここで提案している二次元平面流れに関する洪水氾濫計算法をそのまま用いるが、その際、 $\Delta x = \Delta y = 25\text{m}$ 、 $\Delta t = 0.1\text{秒}$ 、高水数上の粗度係数も低水路と同じく $n = 0.04$ としている。

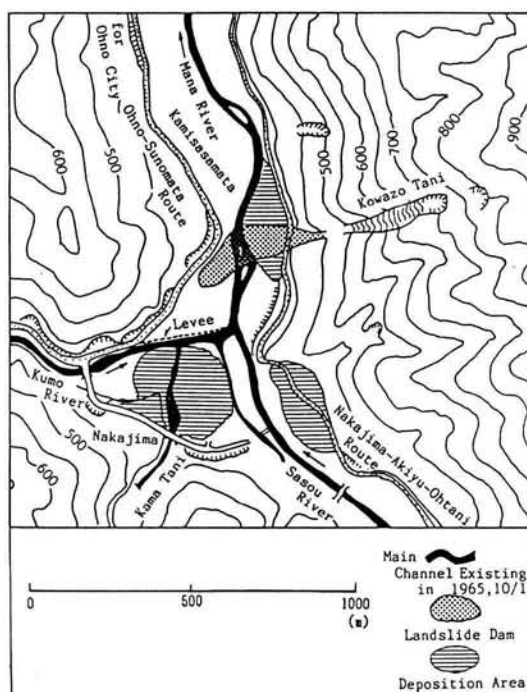


図2.39 真名川に形成された天然ダムの状況

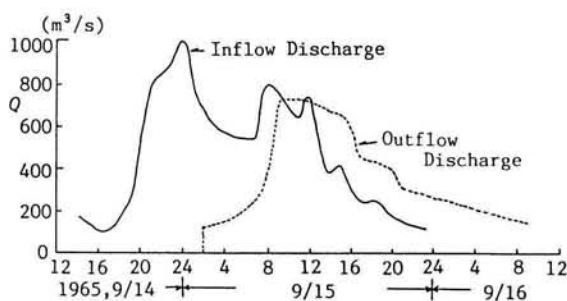


図2.40 笹生川ダムにおける流入流量と放流量

地盤標高の分布も正確には分らないが、現在の低水路の縦断勾配と等しく15/1000とした。

天然ダムの形成に先立って、その直前の河川の流れの状況を把握する必要がある。図2.43は雲川および笹生川の流入境界でおのおの800 m^3/s の流量を与えた場合の定常流れの状態を計算したものである。この流量では高水敷上には河道水は高水敷下流部付近を除いてほぼ低水路内に収まっていることが分かる。ここへ突然図2.41に示した位置で流れが遮断されたものとする。

突然行き先を塞がれた流水は横方向へ向きを変え、やがてその流れは高水敷上を上流へ向かって流れ出す。図2.44(a)の閉塞1分後の流向と流速を見ればそのような状況は明白で、高水敷上に上流向きに3~4 m/sec の流速の流れが生じていることが分かる。図2.44(b)~(e)は、2分後から2分毎の流れの状況を示している。雲川左岸の堤防を流れが越えることはないとして計算して

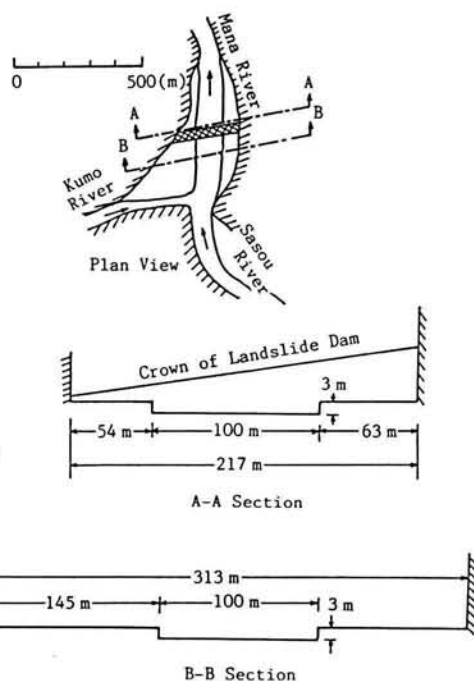


図2.41 天然ダム上流の河道平面形状と横断形状

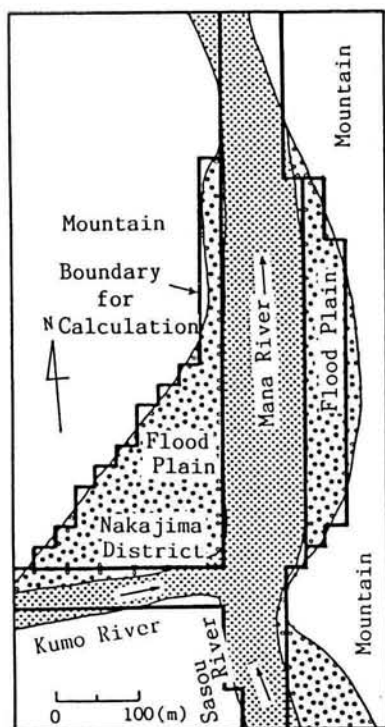


図2.42 計算領域

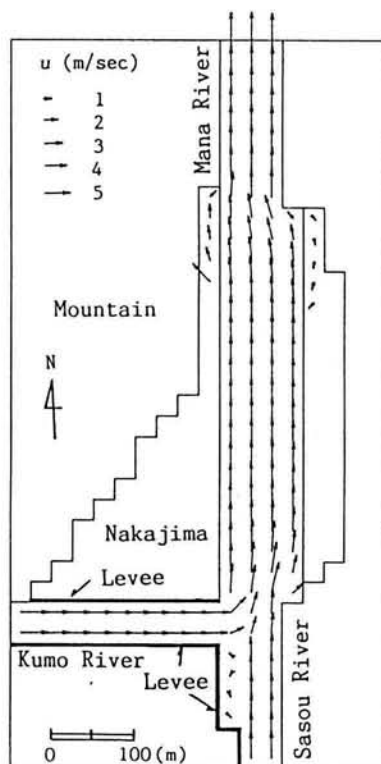


図2.43 天然ダム形成前の流況

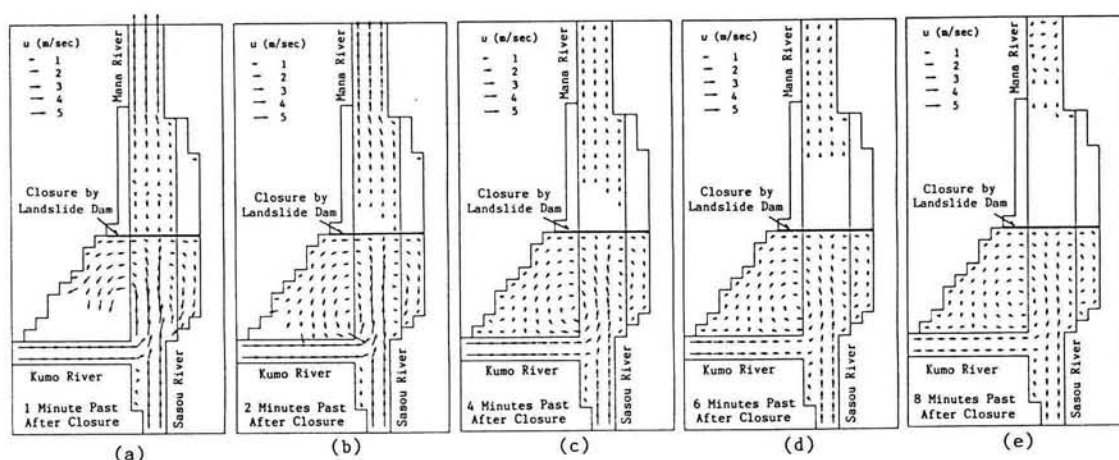


図2.44(a)～(e) 天然ダム形成後の流速ベクトルの時間変化

いるため、多少流れの様子は実際の状況と違っている可能性もあるが、高水敷上に強い循環流が形成されている。その流速はダム上流の水深が増加していくにつれて小さくなっていく。図2.45(a)～(e)はそれぞれ図2.44(a)～(e)に対応した時点での高水敷上での水深である。閉塞6分後にはダム地点の水深が10mとなっており、もしダム高さの推定が正しかったとすれば、この時点頃から以後にダム越流が生じて堤体の激しい侵食が生じたものと想像される。しかし、計算はそれ以後も越流はないとして続行している。

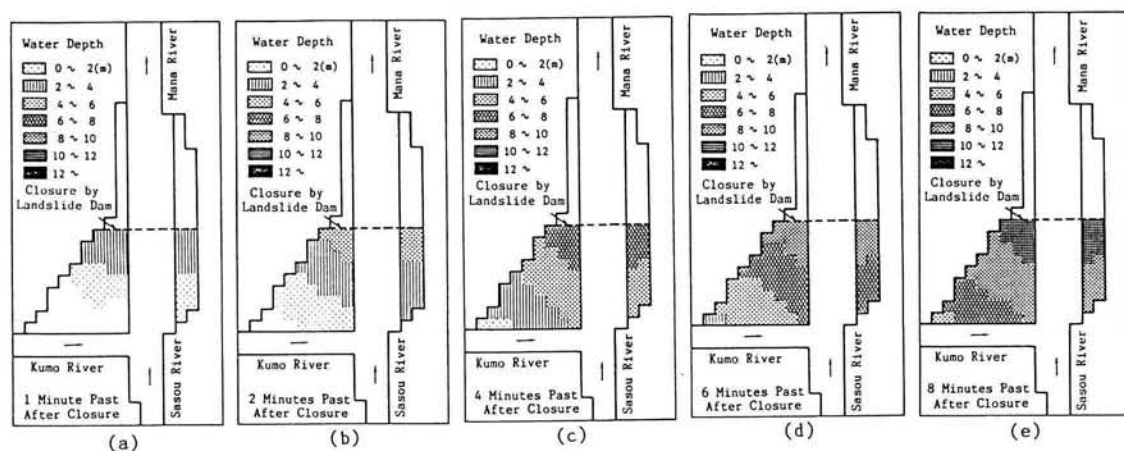


図2.45(a)～(e) 天然ダム形成後の高水敷上の水深の時間変化

上記のような流向と流速の計算結果は現地での聞き込みで言われているように、左岸側に立地していた家屋群の上流へ向けての流失の可能性を示唆するものであるが、これをここで提案している木造家屋の流失危険度指標を用いてさらに定量的な評価を試みる。図2.46(a)～(e)は(2.10)式の流失危険度指標を用いて評価した高水敷上の家屋流失危険度の推移状況である。閉塞1分後では流失危険度100%以上の区域はダム近傍に限られているが、6分後あたりでは100%以上はあちこちに分布し、さらに8

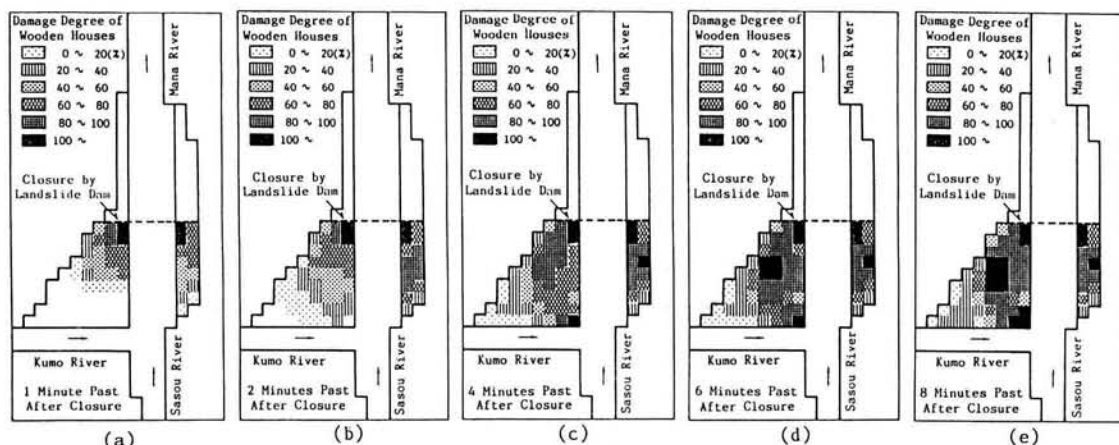


図2.46(a)~(e) 木造家屋の流失危険度の時間変化

0%以上の領域が広く分布している。また、水深もほとんど4m以上となっており、完全に水没する家屋が多くなっている。本危険度の評価は、家屋基礎がコンクリート基礎にアンカーされているとの条件下での現在の日本の平均的な木造家屋について求められたものであり、昭和40年当時の山村の家屋の構造からすればもっと小さい危険度においても流失した可能性が強いと考えられることから、やはり、家屋群は崩壊土砂の流れへの突入による波のような外力でなく、このような平均流の作用によっても上流向きにことごとく流失してしまったことが説明できるようである。

2. 6 実際の流域における木造家屋の流失危険度予測 —巨椋流域を対象として³²⁾—

1章で示した計算法を用いて、木津川と宇治川とで囲まれた旧巨椋池の集水区域である京都盆地南部地域（以下巨椋地域と呼ぶ）を対象とした氾濫計算を行い、湛水深の分布および木造家屋の流失危険範囲の予測を行う。

2. 6. 1 流域の概要と過去の災害

対象域は木津川の山城大橋および宇治川の天ヶ瀬ダムから両河川と桂川との三川合流点までの流域面積約52km²の領域であって、近年市街化の進行と人口の増加が著しい地域である。図2.47および図2.48はそれぞれ昭和58年現在における流域の家屋密度（1メッシュ内に占める家屋面積の総和の百分率、ただし1メッシュは125m四方である）の分布および地盤高の分布を示したものである。近鉄京都線沿いの低平地帯に家屋密度の高い市街地が形成されており、この周辺は現在もさらに田畑の宅地化が進行している所である。さらに、山城大橋から下流約1.8km地点の水衝部にあたる木津川右岸堤の直下にも最近多くの住宅が建設され、家屋密度がかなり高い値をもっている。この地域を地形的にみると、平均的な標高が9m程度の巨椋池干拓地を中心にすりばち状になっており、木津川右岸堤あるいは宇治川左岸堤のどの地点が決壊しても氾濫水はこの干拓地へ向かって進行し、集水、湛水するものと思われる。

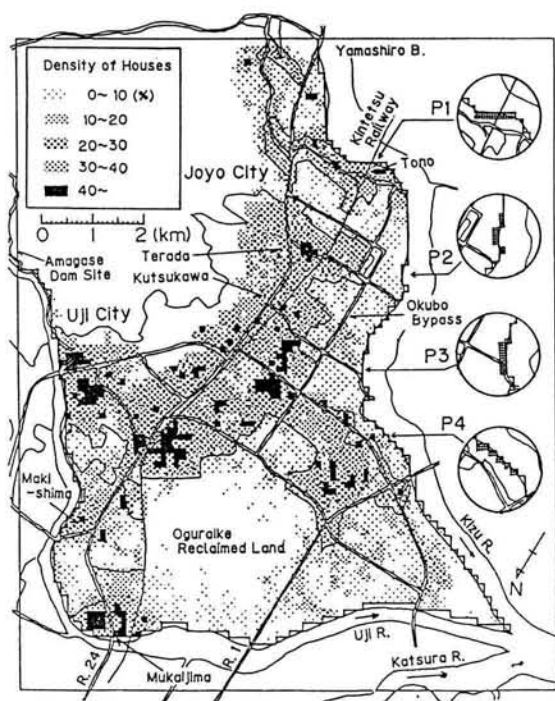


図2.47 計算対象流域の概要と家屋
密集度および破堤想定箇所

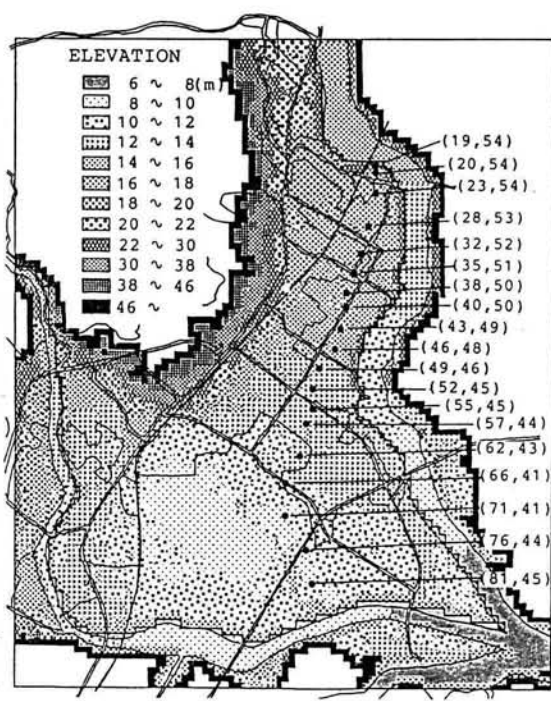


図2.48 計算対象領域の地盤高の分布

図2.49は巨椋流域の水害地形分類³³⁾を示したものである。この流域の大部分は旧湖沼、湖沼性デルタあるいは木津川の後背湿地から成っており、旧河道もかなり存在している。木津川右岸の水主、下津屋には破堤による堆積あるいは侵食地形も存在し、とくに水主付近では幅約1km、長さ約3kmにわたっている。このことから、この地区で過去にかなり大規模な破堤による災害があったものと推察される。図2.50は巨椋地域における過去の堤防決壊箇所を示したものである³⁴⁾。江戸期において、寛永7年洪水から嘉永3年8月24日洪水まで、これらを含めて8つの洪水が記録されている。特に、正徳2年8月18日の洪水では、枇杷庄村(現城陽市)、東上津屋(現城陽市)、島田(現久御山町)等の各所で破堤が生じている。「月堂見聞八」には以下の記録が残されている。「富野、きれ所ニカ所、流家百軒許、死人数不明、東西水主、びわの庄八町なし、上津

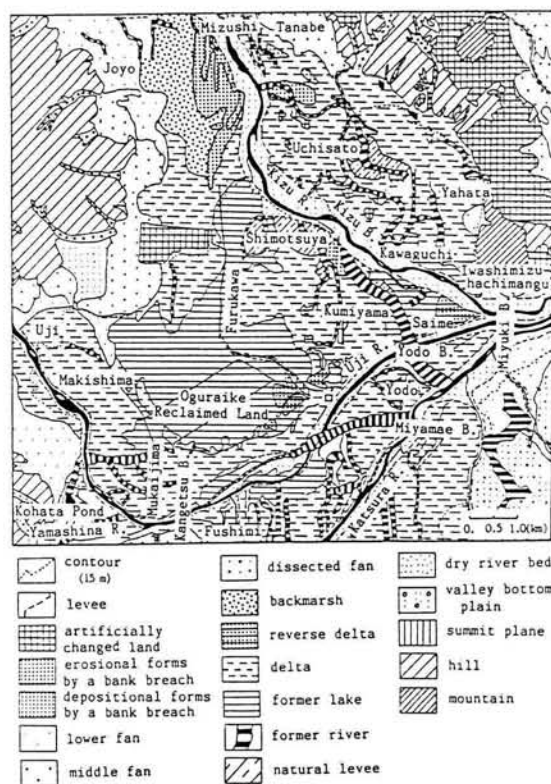


図2.49 巨椋流域の水害地形分類図³³⁾

屋きれ所一カ所死人数不知……」³⁴⁾。木津川の弯曲部右岸側の水衝部にあたる富野村では、弘化3年7月7日および萬延元年の洪水で破堤し、現在でもこれを「六ヶ池切レ」災害としてこの地区では語り継がれている。明治18年の台風性洪水により、木津川では前述した枇杷庄村で「若王寺切レ」が起こったが、これを最後に現在に至るまで本川の破堤は生じていない。これらの木津川における破堤の事実と、図2.49に示した水害地形分類図における破堤性侵食・堆積地形との対応が十分に考えられ、この分類図によっても氾濫計算における想定破堤地点が種々選定できるものと思われる。宇治川に関しても明治以前および以後においても各所で堤防決壊が生じているが、最近では昭和28年の台風13号による洪水で向島地内宇治川左岸堤大黒地点において破堤幅が約600mの決壊が生じ、大災害を引き起こしている。今回の計算においては想定破堤地点を、過去の決壊箇所を参考にして図2.47に示したP1, P2, P3, およびP4の4地点とし、各々の地点で決壊したときの木造家屋の流失危険度を評価する。

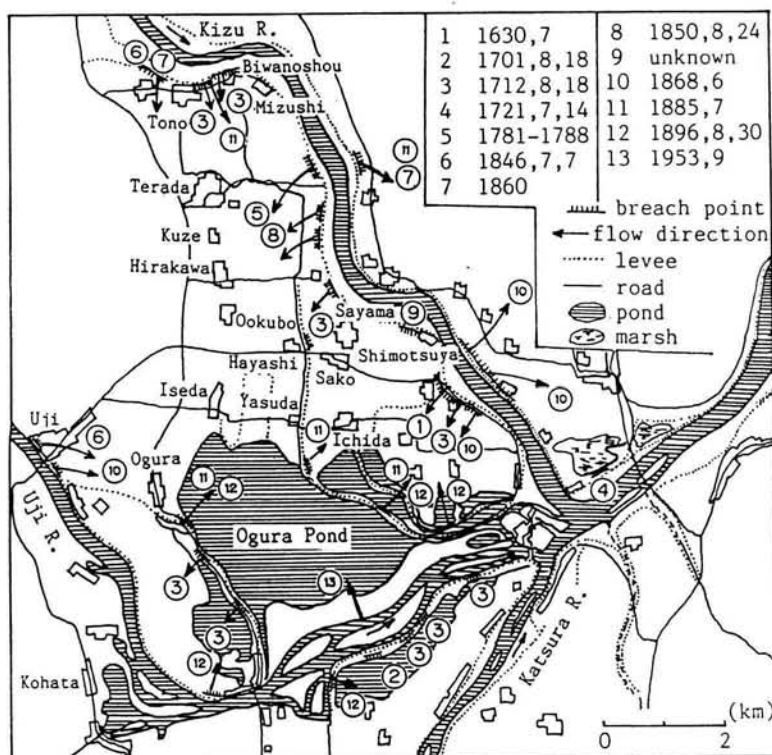


図2.50 巨椋流域における過去の破堤箇所

2. 6. 2 家屋流失危険度に関する氾濫解析

(1) 計算条件

計算対象領域は図2.48の太線の堤内地側部分である。ただし、木津川および宇治川も堤内地と同様、二次元平面流れの計算を行う。空間差分間隔を $\Delta x = \Delta y = 125\text{m}$ とし、差分時間々隔 Δt を5秒として計算を行なう。計算に用いた木津川および宇治川の流量ハイドログラフを図2.51に示す。木津川の流量は山城大橋地点で、宇治川のそれは天ヶ瀬ダム地点で与えている。木津川のハイドログラフには、水位がほぼ堤防天端になるような流量を計算初期に与えている。ただし、河床高には最深河床高を河道全幅

にわたったものを用いており、実際の平均河床高より低くなっている。そのため、木津川の計画洪水流量よりも大きな流量となっている。正確な河床高の分布が知れば、計画洪水流量で堤防天端高程度の水位になるものと思われる。このように、今回の計算に用いる流量ハイドログラフはモデル流量であって、各河川の計画高水とは直接関係ない。ちなみに、木津川の計画洪水流量は、土師地点で $6,100\text{m}^3/\text{sec}$ 、宇治川のそれは、宇治で $1,500\text{m}^3/\text{sec}$ である。

ここで注意しておかなければならないのは、ここで行う計算の目的はこの巨椋流域といった特定の流域における洪水災害の詳細について議論をすることではなく、任意の流域における洪水災害危険度を評価する一般的な手法を提案することにある、ということである。したがって用いるハイドログラフと計画洪水流量との差異や河床高の違いについては厳密な注意を払っていない。

さて、図中の $\text{Time}=0$ における流量を定常的に各流入端から与え、流れが定常に達した時点初期条件とし、破堤開始を $\text{Time}=0$ とした。流出条件については水面勾配で流れるものとしたが、このとき桂川の合流は考慮していない。また、堤内地の

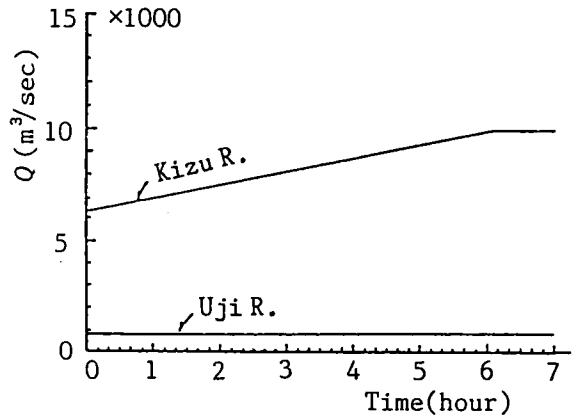


図2.51 計算に用いた木津川および宇治川の流入境界における流量ハイドログラフ

表2.7 計算条件

CASE	CONDITION OF BANK BREACH	BREACH POINT
CASE A	sudden breach	P1
CASE A'	15min required	P1
CASE B	sudden breach	P2
CASE B'	15min required	P2
CASE C	sudden breach	P3
CASE C'	15min required	P3
CASE D	sudden breach	P4
CASE D'	15min required	P4

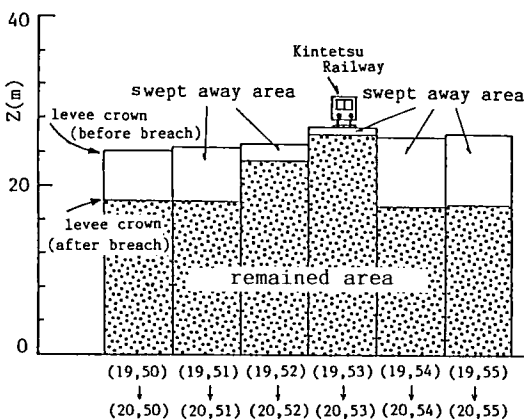


図2.52 想定破堤地点P1における破堤前後の堤防天端高

排水路網や木津川および宇治川に流入する支川の合流は排水路堤防高や河床高の情報が無かったため、これらを無視した。

計算条件を表2.7に示す。破堤条件として、堤防天端高が瞬時に堤内地地盤高と同じになる場合と、それまでに15分間を要する場合の2通りを考え、前述したように破堤地点をP1～P4の4地点に選んだ計8通りについて計算した。図2.52にP1地点の破堤規模の例を示す。破堤幅は6メッシュ (750m)としたが斜めに破堤する場合はこれよりも破堤幅は長くなる。その他の破堤地点においても6メッシュの破堤幅とした。

全てのケースについて1章で提案した通過率による流量フラックスの補正を行うが、2.3.2で提案した木造家屋の流失危険度指標により、家屋流

失すると判断されたメッシュが発生した場合、実際には流失の影響がその周囲に波及することが考えられるので、これを考慮するために流失条件が満足されれば以後そのメッシュの通過率を1に置き換えた計算を行うようにした。

(2) 計算結果の考察

各破堤口から堤内地に流入するハイドログラフを図2.53に示す。瞬間破堤のケースでは破堤瞬間と同時に最大流量となっており、それもちかなり大きな値である。全てのケースにおいて1時間程度で一定の流量となっている。各ケースごとにハイドログラフが異なるのは、場所によって河道内水位が異なることや破堤形状が異なるためである。破堤が完了するのに15分を要するケースでは、ピーク流量は瞬間破堤の場合に比べて小さくその50%程度となっており、ピーク時刻は破堤が完了した直後ぐらいである。

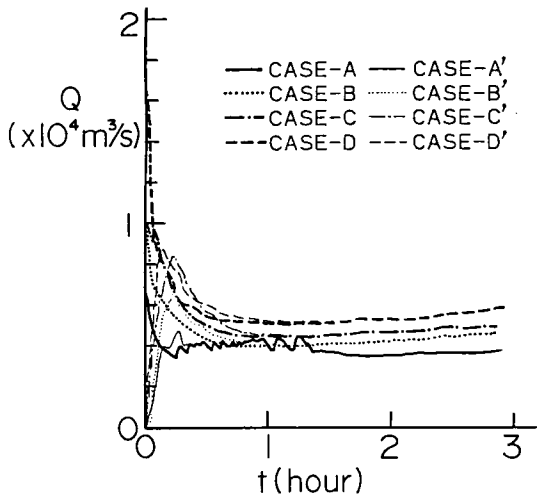


図2.53 破堤地点から堤内地への流入流量に関する計算結果

図2.54は破堤4時間後における各ケースの湛水深の分布を示したものである。この時点でほとんどのケースにおいて旧小椋池干拓地での湛水深は7m以上になっている。CASE-AとA'では、木津川の流入境界から少し下流の弯曲部の水衝部にあたる富野や寺田地区の大部分は4m以上の湛水深を記録しているが、これ以外のケースでは若干湛水しているかまったく湛水していないケースもある。これは、この地域の標高が高く、標高の低い巨椋池干拓地の方向へ氾濫水は進行するためである。また、この時点で氾濫水は近鉄京都線の盛り土を越えて槇島地区や向島へ既に拡がっていることがわかる。破堤が完了するのに15分間要するケースでは瞬間破堤の場合に比して巨椋池干拓地での湛水深は若干小さくなっているが、その場合でも7mを越す湛水深を記録しているところも見受けられる。

図2.55は図2.54と同じ時点における氾濫水の流速ベクトルの分布を示したものである。全てのケースにおいて破堤点近傍ではまだ流速が大きいことがわかる。CASE-C, C'およびCASE-D, D'では、巨椋池干拓地における湛水のために流速は、破堤点から少し離れた地点で急速に小さくなっているが、一方CASE-A, A'およびCASE-B, B'では巨椋池干拓地方向へのかなり速い流れが認められる。

図2.56は、図2.48に示した各地点における水深の時間変化を示したものである。これらの図より、氾濫水の先端移動速度がある程度わかる。たとえば、CASE-Aでのそれは約4km/hr程度であるので、人が歩く速さより少し速いくらいである。また、破堤口近傍における水位の上昇速度はかなり速いが、破堤口から離れた地点ではかなり遅いことがわかる。とくに、巨椋池干拓地で湛水が進行するにつれて湛水範囲が拡大していくようなCASE-C, C'およびCASE-D, D'では、破堤口から離れた地点での水位はきわめて徐々にではあるが、ハイドログラフが単調に増加していくこともあって引続き上昇していくようである。

図2.57は家屋の耐力モーメント $M_v=418730(\text{N}\cdot\text{m})$ 、抗力係数 $C_D/2=1.064$ 、作用高さ $h_c/h=0.732$ 、流体密度 $\rho=1000\text{kg}/\text{m}^3$ および家屋幅 $B=10\text{m}$ とした時の木造家屋の流失危険度指標から求まる流失危険

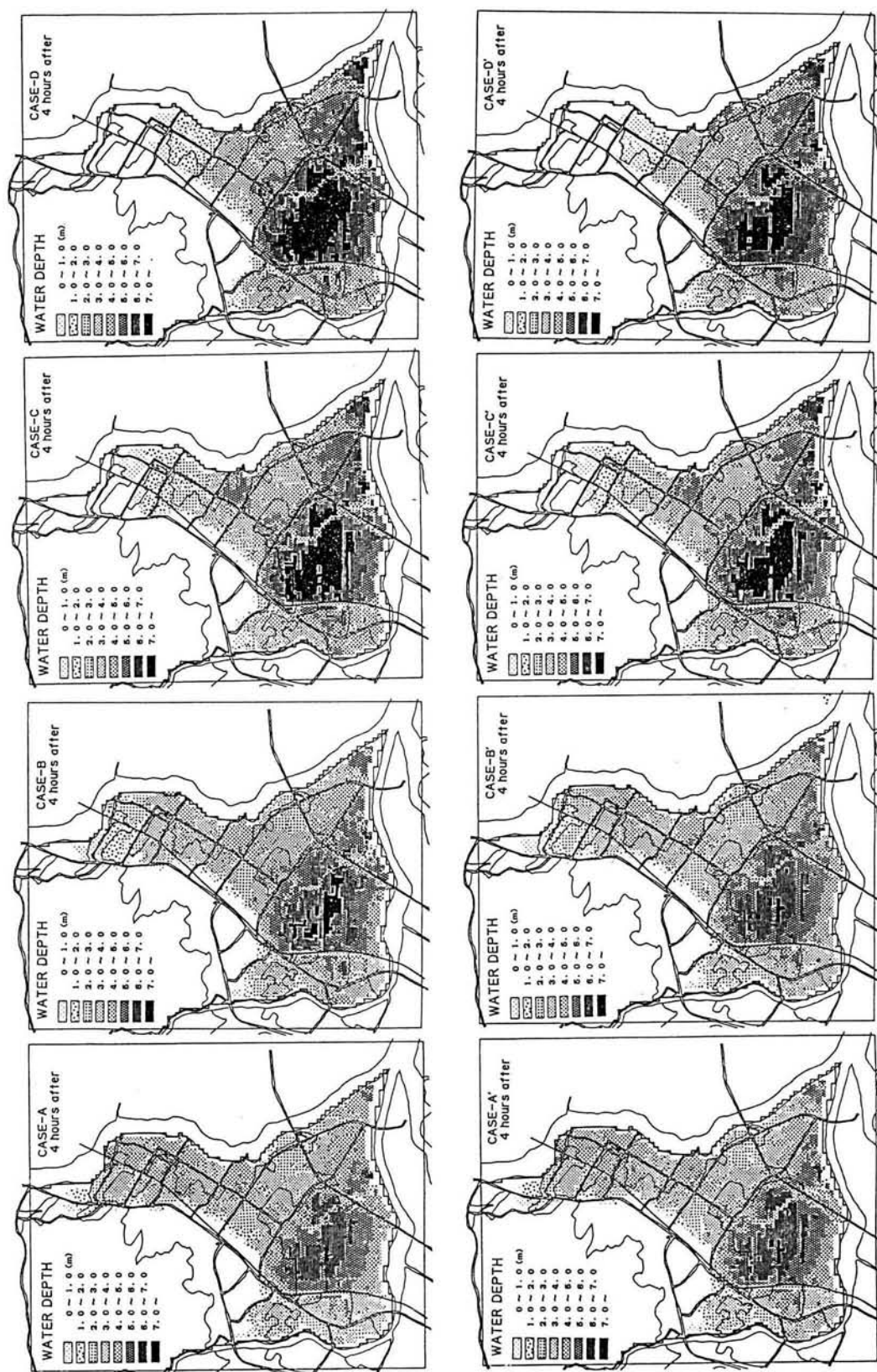


図2.54 各ケースに対する破堤4時間後の湛水深の分布に関する計算結果

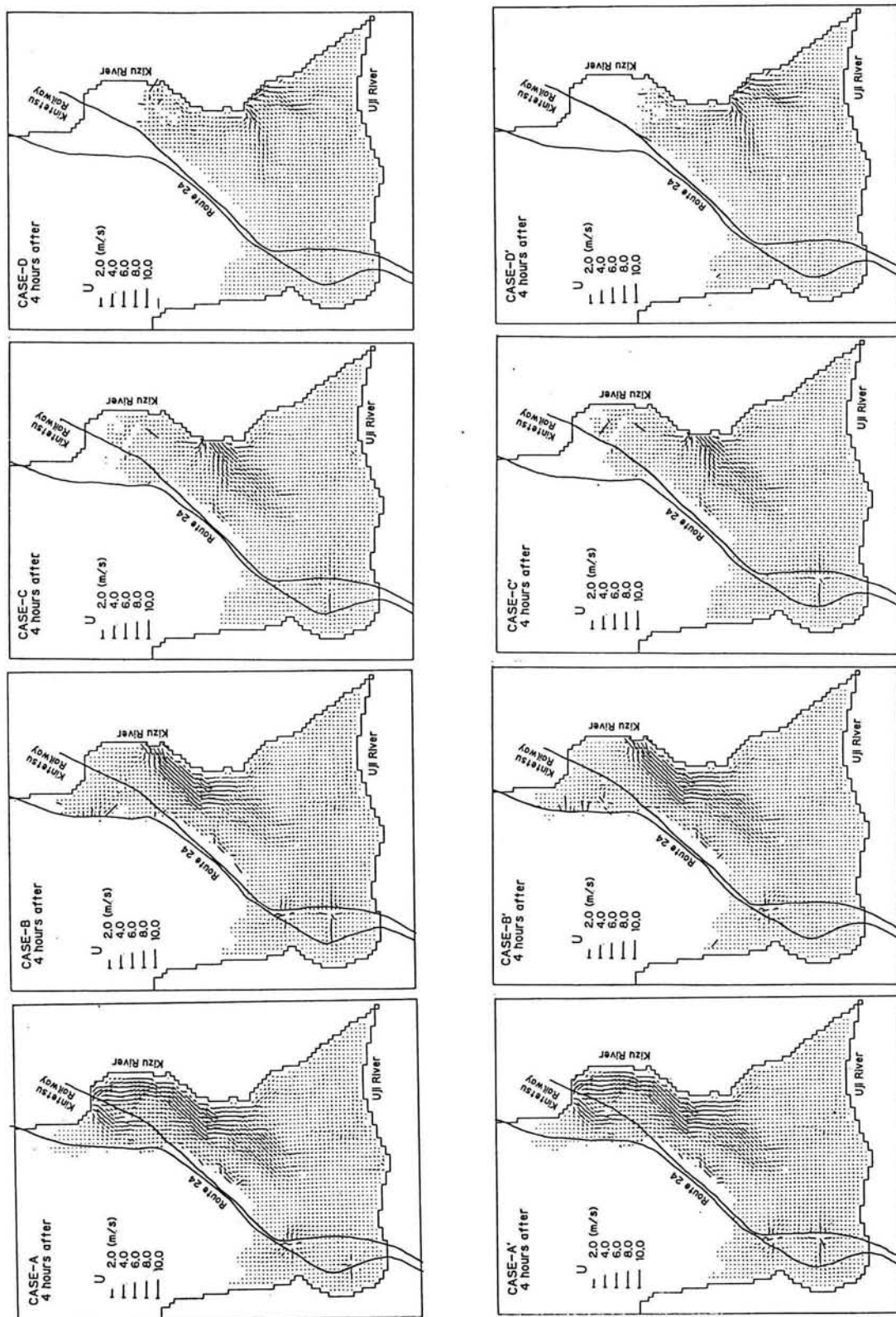


図2.55 各ケースに対する破堤4時間後の流速ベクトルの分布に関する計算結果

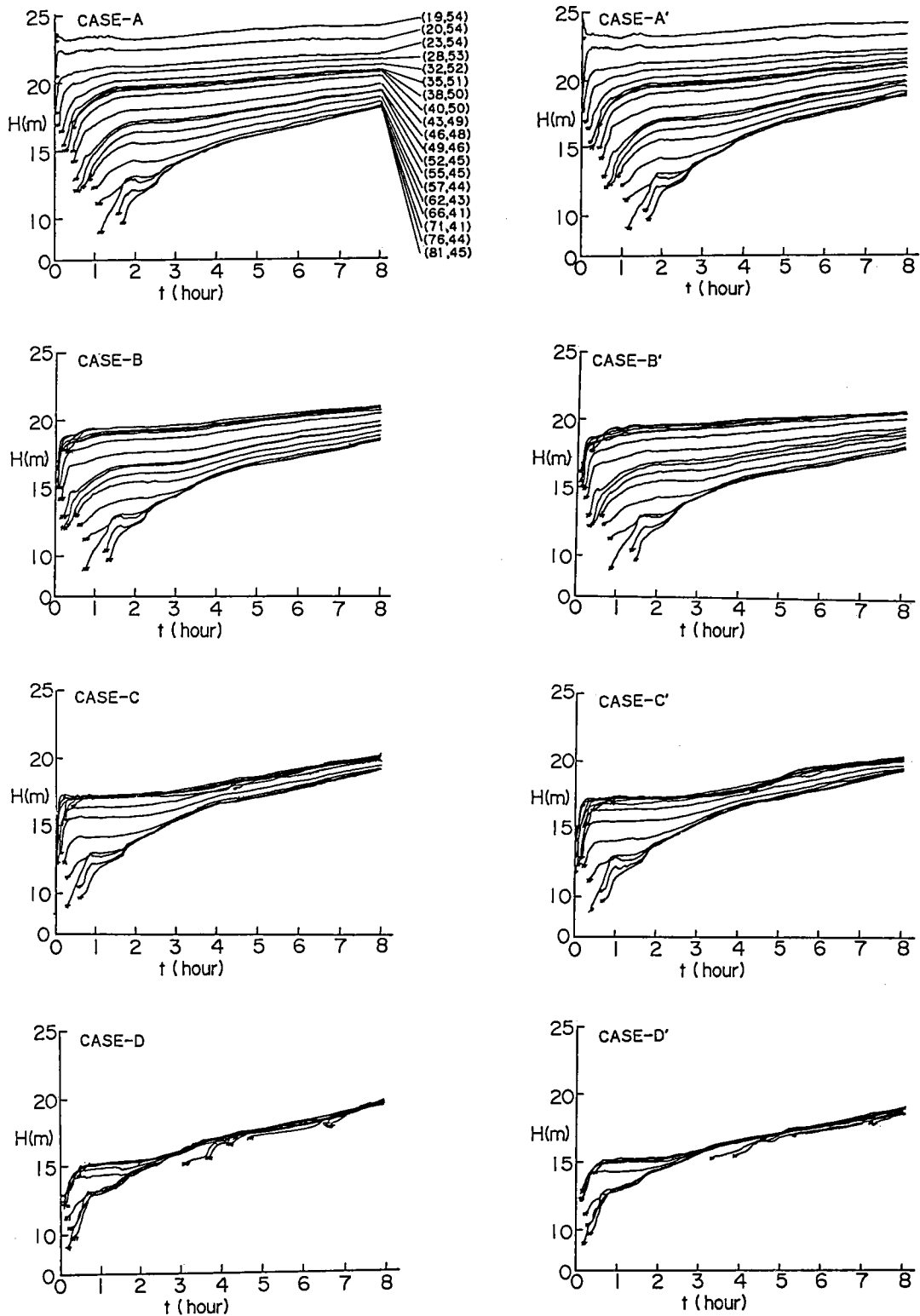


図2.56 図2.48に示した各地点における水位の時間変化に関する計算結果

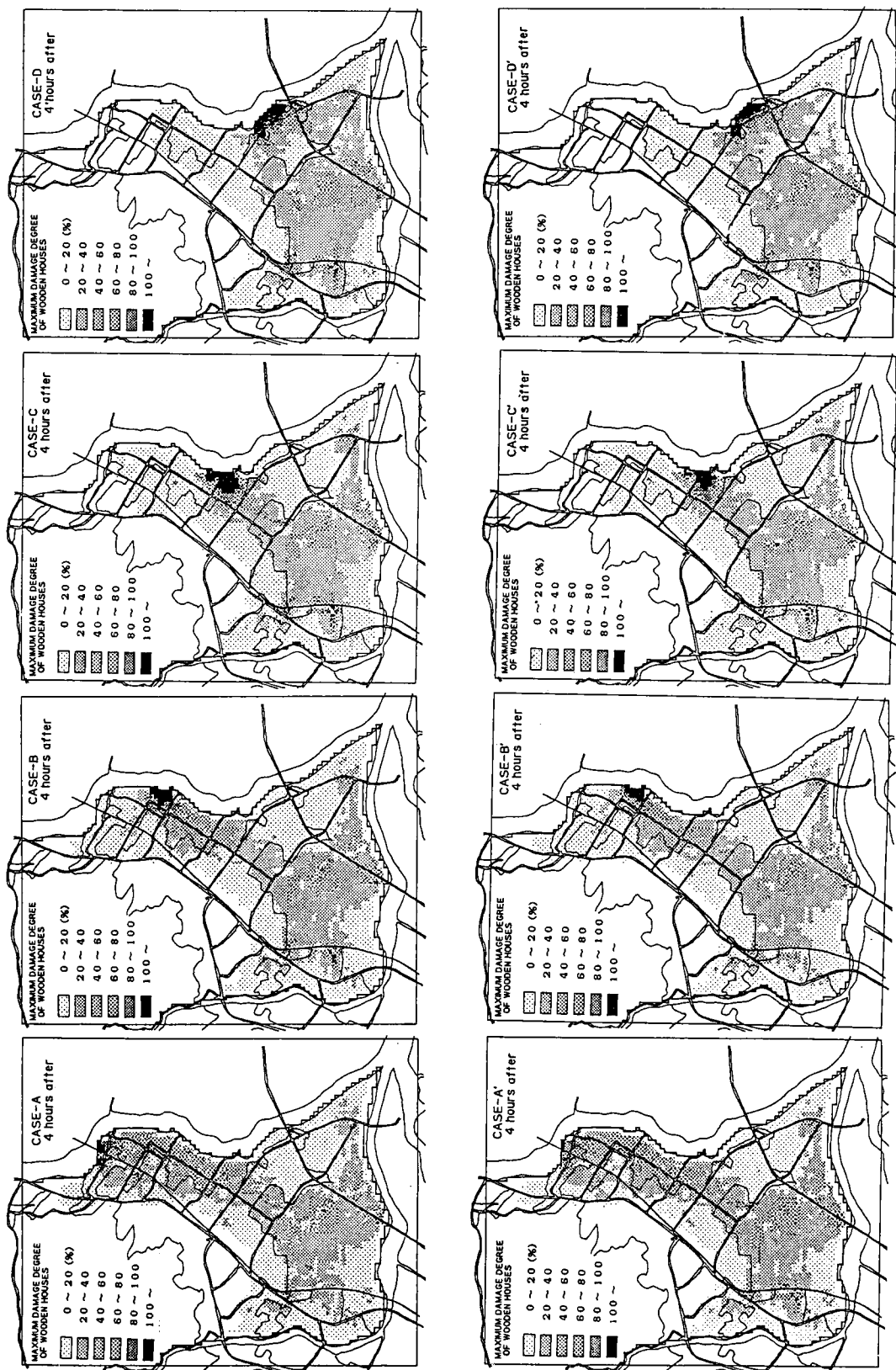


図2.57 各ケースに対する破堤4時間後の家屋流失危険度分布に関する計算結果

範囲の分布を示したものである。この場合、流失限界(uh)_{cr}の値は約 $7.4\text{m}^2/\text{s}$ となる。したがって、Re数は 7.4×10^6 程度となり、図2.17に示した実験結果の C_D とRe数との関係はこの程度の氾濫水の規模に対しては適用範囲内であると思われる。なお、三隅地区の家屋流失と流体力との関係から求まった uh の値は $8\text{m}^2/\text{s}$ 程度であるので、ここでの $7.4\text{m}^2/\text{s}$ という値はほぼ妥当であろう。同図において、流失危険度が100%のメッシュは(2.10)式で示した流失危険度指標の値を上回る uh の値が計算された場合で、それ以下の uh についてはその限界値を5等分して危険度を示している。ただし、計算値は破堤4時間後までに計算された値のうちで最大の uh を用いている。破堤口近傍でどのケースにおいても流失危険度が100%を越えていることがわかる。また、破堤に15分を要する場合と瞬間破堤とでは殆ど違いが無い。CASE-A, A'およびCASE-B, B'では大久保バイパスと木津側右岸堤とで挟まれた領域で大きな uh が計算されているが、これはこの地域のほとんどが田畑で住宅が少なく、障害物が無いため流速が速くなったためであろう。このことは流速ベクトルの分布を示した図2.55からもわかるであろう。

巨椋池干拓地では浸水深は大きい、流速はほとんど無い、小さい流失危険度が計算されている。しかし、流失危険度を評価するときに浮力の効果を考慮した場合、この地域での流失危険度はもっと大きくなるであろう。なお、流失危険度評価を行う際に危険度が100%を越えたメッシュがあれば以後そのメッシュの通過率は1.0として流失に伴う周辺部への波及効果を考慮しているが、実際には家屋の流失危険度はこのようなメッシュオーダーでなく1家屋単位の現象であることおよび流木や流失した家屋の材木がその下流の家屋にも直接的に影響することと思われ、こういった微視的な現象をどこまで評価するか、またどの様に評価すれば良いのかといったことも今後検討すべき問題であろう。

以上、実流域を対象とした洪水氾濫に伴う木造家屋の流失危険度予測を試みたが、これによってどの地点が破堤すればどのような範囲にどのような流失危険度があるのかといったことが定量的に評価され、災害危険度評価の一指針となり得ることがわかった。さらに、氾濫計算法を用いて流失洪水氾濫による一般家屋の浸水や流失による被害額の評価も可能であり、それについては4章で検討する。

2. 7 結 語

本章では、洪水氾濫に伴う木造家屋の流失危険度についてまず実際の災害例を挙げてその実態を考察した。ついで、木造家屋の流失危険度指標を求め、実際の災害へ適用するとともに実流域を対象とした危険度予測を行った。以下、得られた成果を簡単にまとめて結語とする。

- 1) 三隅川の堤防決壊による三隅地区の家屋流失の実態を明らかにした。ついで、氾濫計算から求まる流体力と実際の家屋流失・全壊の分布とから、両者の間には有為な相関があることがわかった。
- 2) このことを参考にして、洪水氾濫による家屋の被害は、木造家屋がもっとも受けやすく、現在多く用いられている木造家屋の基礎形式から考えて、流水の流体力による外力のモーメントが家屋の破壊危険指標になり得ることがわかった。
- 3) 実大家屋の破壊試験の結果と家屋モデルを用いた流体力に関する水理模型実験の結果より、流れに直角方向の家屋幅をパラメーターとして、水深と流速との積で表わされる家屋の破壊危険曲線が得られた。これを三隅地区の家屋被害の結果と比較したところ、洪水氾濫に対してはある程度この危険指標で家屋流失危険度が説明されたが、津波に対しては波力や引き波と寄せ波といった波動の特性の

ため、平均流による流体力では破壊危険度が十分説明できないのではないかと推察された。

4) 家屋の部分破壊として、流水の動圧に対する窓ガラスの耐力について検討した結果、家屋の変形による破壊危険度と比べてかなり小さい外力で破壊する危険性があることが定量的に示された。

5) これまでは家屋が単体で受ける流体力に関しての考察であったが、家屋群中で受ける流体力についても以下に示すような結果を得た。すなわち、1戸の家屋が前方の家屋の後流域に完全に入った状態では、単独配置の場合より、受ける力の絶対値は小さい。しかし、前方の家屋で剝離した流線が後方の家屋前面に衝突するような状態になると、単独配置で受ける力よりもかえって大きくなる。その大きさは、3戸の家屋が並列する場合を除き、最大で1.6倍程度となる。3戸が並列に配置された場合は実験範囲内では2倍程度にもなる配置があり、きわめて危険な状態が出現することがわかった。しかし、実家屋の配置にこの結果を適用するには流れの規模が問題となるが、最悪の場合でも2倍程度の流体力、すなわちここで示した家屋の流失危険度指標の半分程度の uh の値でも配置形態の違いで家屋流失が生じる危険性があることも認識しておく必要がある。

6) 実家屋の規模および形は様々であり、耐力も様々である。また、流水から受ける力もけた行方向ばかりではない。したがって、ここで用いた地震力を対象とした在来軸組工法による木造家屋の耐力試験結果を、一般的な木造家屋に対する流水の外力としてどこまで適用できるか問題があろう。しかし、流水に対する木造家屋の耐力が明らかにされればさらに正確な危険度評価を行うことができよう。

7) 今回得られた危険度指標の一つは定常流の水理量で評価されたものである。しかし、実際の洪水氾濫は非定常現象であり、この指標の適用範囲、適用限界を明らかにする必要がある。

8) 家屋の部分的な破壊は流木やその他の浮遊物の衝突が原因する場合もある。家屋の部分的な破壊が、構造物全体の変形や破壊を助長することもあり、これらに関する影響評価も行う必要がある。

9) 堤防決壊時の非定常性の強い流れの場合における木造家屋構造物の破壊危険範囲の算定法についても検討した。すなわち、Dam-Breaking時の洪水の流速および水深を表わすRitterの解析解を用いて、構造物に流れが作用したときの流体力をCumberbatchおよびMorisonの式に基づいて解析した。それと実験結果とを比較した結果、流れの解析にRitterの解を用いた場合、ここで提案したCumberbatchの理論をもとにした流体力表示式で比較的良く流体力を表わせるが、Morison型の流体力表示式では流体力を若干過大に評価することがわかった。ついで、Cumberbatchの理論から流体力の作用高さを求めてモーメントに変換した結果、計算結果は比較的实验結果の傾向を表わしてはいるが、若干両者には差異が認められた。これは、構造物が無いとしたときの流れの式を用いたことやこれから求めた作用点高さの評価および路床抵抗が無視し得ないような領域にもこれらの式を用いていること等にも問題があるものと思われる。

10) 非定常な流れの場合における流体力に基づくモーメントの予測値と木造家屋の耐力モーメントとから木造家屋の流失危険範囲の予測式を提案した。しかしながらこの予測式は1次元のDam-Breakingの式に基づいたものであり、実際の2次元的な流れに対する適用限界が明らかにされる必要がある。もっとも、Dam-Breaking流れの流体力の最大値が、衝突初期ではなくてそれより後で水位が上がってきた段階で生じている場合が多いことや1. 2. 1で示した基礎式の数値解析でもDam-Breakingのような非定常性の強い流れもシミュレートできることから、定常流れの場合で作用する流体力から求まる流失危険範囲の予測式に基づいた氾濫解析でも木造家屋の流失危険範囲を評価し得ることが推測され

た。

11) 実際の災害への適用例として、昭和40年奥越豪雨災害の真名川の閉塞による中島地区の家屋流失現象の再現を試みた。その結果、情報量の不足から水理条件に不明な点もあったが、天然ダムの形成によって真名川が閉塞され、それによって本川の流れが行き場を失って上流側の高水敷へ乗り上げながら逆流し、家屋が上流に向かって流れたという災害の実態をある程度再現できる計算結果が得られた。

12) さらに、実流域を対象とした木造家屋の流失危険度予測を京都盆地南部の巨椋流域を例に取り上げて行った。洪水氾濫計算を用いた地域の洪水災害危険度評価法の有用性がこれによって確認された。

参 考 文 献

- 1) Tsuchiya, Y and T. Yasuda: High Tide and Life Risk, Refuge Warning in Relation to the Ise Bay Typhoon, Jour. Natural Disaster Science, Vol. 2, No. 2, 1980, pp. 27-60.
- 2) Tsuchiya, Y and Y. Kawata: Risk to Life, Warning Systems, and Protective Construction against Past Storm Surges in Osaka Bay, Jour. Natural Disaster Science, Vol. 3, No. 1, 1981, pp. 33-56.
- 3) 河田恵昭・中川 一: 三隅川の洪水災害 — 洪水氾濫と家屋の被害 —, 京都大学防災研究所年報, 第27号B-2, 1984, pp. 179-196.
- 4) 三隅町役場編: 建設の歌 — 三隅川災害復旧工事竣工記念号 —, 1948, pp. 1-31.
- 5) 首藤伸夫: 津波防潮林の効果と限界, 文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告書(災害資料の収集とその解析による自然災害事象の研究, 研究代表者: 石原安雄), 1984, pp. 32-34.
- 6) 河田恵昭: 高潮災害の変遷と将来予測, — 水災害の予測と対策 —, 水工学, 土木学会関西支部, 1981, pp. 85-104.
- 7) 安田孝志・磯部綱雄: 高潮災害時の人的被害の発生機構とその定量的評価の試み, 自然災害科学会学術講演要旨集, 第2回, 1983, p. 15.
- 8) 相田 勇: 陸上に溢れる津波の数値実験 — 高知県須崎および宇佐の場合 —, 東京大学地震研究所彙報, Vol. 52, 1977, pp. 441-460.
- 9) 高橋 保・中川 一・加納茂紀: 洪水氾濫による家屋流失の危険度評価, 京都大学防災研究所年報, 第28号B-2, 1985, pp. 455-470.
- 10) 建築基準法施工令, 昭和25年政令第388号.
- 11) 建設省土木研究所: 建築物の耐水化に関する研究 — アメリカにおける建築物の耐水化と技術基準 —, 土木研究所資料第1916号, 1983, pp. 149-221.
- 12) 室田達郎・有馬孝礼・佐藤雅俊・斉藤完治・岡田 恒・益田恵吾: 在来軸組工法木造住宅の地震時挙動に関する実大静的繰り返し水平加力試験, 建設省建築研究所建築研究資料, No. 28, 1981, pp. 1-47.
- 13) 杉山英男・野口弘行・菊池重昭・鈴木秀三・久保田 勤・竹村喜次: 枠組壁工法による木造家屋(TS

- 型)の実大水平加力試験の結果について,日本建築学会大会学術講演梗概集(東北),1973,pp.477-478.
- 14) 石崎潑雄:窓の耐風設計について,京都大学防災研究所年報,第19号B,1976,pp.269-278.
 - 15) 安達宗徳:河川堤防決壊時の洪水段波による木造家屋の流失危険度に関する研究,京都大学卒業論文,1987.
 - 16) 中川博次・中村重久・市橋義臣:段波の発生とその発達に関する研究,京都大学防災研究所年報,第12号B,1969,pp.543-553.
 - 17) Dressler,R.F.: Hydraulic Resistance Effect upon the Dam-break Functions,Jour.Res.N. B.S.,Vol.49,No.3,1952,pp.217-225.
 - 18) Whitham,G.B.: The Effects of Hydraulic Resistance on the Dam-break Problem,Proc.Roy. Soc.,Ser.A,Vol.227,1955,pp.399-407.
 - 19) Hunt,B.:Dam-Break Solution,Jour. of Hydraulic Engineering,Vol.110,No.6,1984,pp.675-686.
 - 20) Schamber,D.R., and N.D.Katopodes: One-Dimensional Models for Partially Breached Dams ,Jour.of Hydraulic Engineering,Vol.110,No.8,1984,pp.1086-1102.
 - 21) 松富英夫:ダム破壊流れの一近似解,水理講演会論文集,第29回,1985,pp.669-674.
 - 22) Cumberbatch,E.: The Impact of a Water Wedge on a Wall,Jour.of Fluid Mech.,Vol.7,1960 ,pp.353-373.
 - 23) 岩垣雄一・樺木 享:海岸工学,共立出版,1983,pp.253-255.
 - 24) 土屋義人・中村重久:津波の衝撃圧に関する研究(第2報),防災研究協会,1973,pp.12-13.
 - 25) 高橋 保:二次災害の予知と対策 No.3,社団法人 全国防災協会,1989,pp.7-23.
 - 26) 全国防災協会:わが国の災害誌(続),1976,pp.248-254.
 - 27) 福井県:三大風水害の記録,1966,pp.1-280.
 - 28) 科学技術庁資源調査会:九頭竜川の治山治水調査に関する報告,1966,p.324.
 - 29) 横田忠夫:西谷村水害被災者調査報告,1965,17p.
 - 30) 科学技術庁資源調査会:九頭竜川流域の水害地形と土地利用,1968,p.214.
 - 31) 芦田和男・土屋義人・村本嘉雄・大同淳之:土砂流出に伴う洪水災害に関する研究 - 九頭竜川の洪水災害 -,文部省科学研究費特定研究成果報告書(昭和40年9月の豪雨および24号台風による風水害の調査とその防災研究,研究代表者:松沢 勲),1966,pp.68-78.
 - 32) Takahashi,T., and H.Nakagawa: Hazard Zone Mapping in Respect to the Damages to Wooden Houses due to Breaking of Levee,Bull.,DPRI,Kyoto Univ.,Vol.37,1987,pp.59-90.
 - 33) 大矢雅彦:京都大学防災研究所防災資料センター災害史研究会講演資料,1986.
 - 34) 巨椋池土地改良区:巨椋池干拓誌,1981,pp.149-160.

第3章 河川堤防の決壊に伴う堤内地の土砂堆積に関する研究

3. 1 概 説

河川堤防が決壊した場合、堤内地には堤体の土砂や河道水に含まれていた掃流土砂・浮遊土砂が氾濫・堆積する。一般的には河道水位が低下すれば大部分の氾濫水は引いていくが、土砂は堆積したまま残り、交通施設、農作物および一般生活等に重大な影響と被害を与え、復旧にも時間を要することが多い。したがって、地域の洪水災害危険度を考える場合、浸水や家屋の流失等の水そのものによる被害だけでなく、堤内地の土砂堆積量や堆積範囲の規模によっては、洪水氾濫に伴う土砂の堆積による被害も考慮する必要がある。そこで、本章においては土砂堆積範囲とその規模の予測について、これまで議論してきた洪水氾濫シミュレーション法を用いて検討する。

河川堤防は一般的には土で造られているので溢水した場合や浸透によって比較的容易に決壊する。そのため、決壊し易いと思われるような水衝部や河川施設が配置されているような場所には、連接ブロックやコンクリートスラブで法面保護が施されつつあるが、利根川水系や淀川水系といった大都市をひかえた流域でさえ、河川改修の遅れもあって、いまだ盛土のままの堤防部分も少なくない。例えば、昭和56年と昭和61年に破堤氾濫をおこした利根川水系の小貝川や昭和61年の台風10号によって破堤氾濫を生じた東北地方の多くの河川をみても、盛土のみの堤体の決壊がかなり生じている。伊勢屋ら¹⁾の昭和56年の小貝川の堤防決壊調査報告によると、破堤地点の地形変化は、侵食域（おっ掘）、運搬域および堆積域が明確で、堤内地に堆積した土砂は河道から運搬されてきたものではなく、堤体やおっ掘から供給されてきたものが大半であることが指摘されている。一方、昭和58年の山陰豪雨災害における三隅川の堤防決壊と地形変化を実地調査した村本らの報告²⁾によると、破堤箇所の一つである上河内地区では、広い範囲にわたって砂礫が堆積し、堤体土砂だけでなく河道から掃流形式で流送されてきた土砂もかなり堆積したことをうかがわせている。河道からの掃流砂が堤内地に堆積するかあるいはそのような土砂がほとんど無いかどうかは、河道の地形条件や水理条件によって異なるであろうが、低平地を対象とした破堤氾濫現象では、堤体土砂の粒度構成にもよるが、堤体土砂の流出とおっ掘りの侵食土砂の流出がほぼ掃流形態による土砂の氾濫・堆積現象と見なし得るのではないかと思われる。

一方、河川堤防の決壊による洪水氾濫災害を考える場合、河道から堤内地に流入する外水に含まれていた浮遊土砂が氾濫・堆積することによって、家屋や交通施設、農作物等に重大な被害を与えることも考慮する必要がある。その場合、浮遊土砂の付着による種々の汚染やそれによる機能障害等が直接の被害原因となる場合もあると思われるが、ここでは、浮遊土砂の堆積量とその範囲の予測に焦点を絞り、これについても検討することにする。

浮遊砂に関する研究は古くから進められてきており、基準点濃度、拡散係数、分散係数、平衡・非平衡浮遊砂量といった問題について数多くの研究成果が得られている。その中でも浮遊砂の堆積に関する研究は河道および河床変動計算法や貯水池堆砂問題を中心にすすめられてきた。最近でもたとえば清水・板倉³⁾は浮遊砂を考慮した河床変動計算を行い、これを石狩川下流部における昭和56年洪水時の河床変動に適用し、実測値との比較検討を行った。その結果細粒河床材料が卓越する河口付近の

河床変動計算では浮遊砂の効果を加味した計算が必要であることを指摘している。芦田・岡部⁴⁾は貯水池堆砂の河床変動計算において、水面勾配が1/600より大きくなると浮遊砂の非平衡性が問題になってくるとし、底面濃度の場所的变化を与える近似式を用いて非平衡浮遊砂量を求め、貯水池堆砂計算を行っている。破堤氾濫初期にも浮遊砂の非平衡性が顕在化するものと思われるが、本研究では平衡濃度分布を仮定した底面濃度の算定方法でどの程度実験結果が説明できるかを検討することにする。

さて、洪水氾濫による堤内地形の変動については、これまでいくつかの河川の洪水災害において災害後の実態調査が行われ、報告がなされている。なかでも、1947年8月の石狩川の洪水については、忠別川他2河川を対象とし、洪水氾濫による土砂の堆積分布と農地被害に関する実地調査をもとに、土砂氾濫の形態を決壊型と溢流型に分類し、各々について礫(2mm以上)、砂(2~0.01mm)、粘土(0.01mm以下)の堆積範囲の特徴が示されている⁵⁾。この時代には洪水氾濫による客土の効果が強調されているのも特徴である。その後の災害調査報告を見てもわかるように、洪水氾濫に伴う土砂堆積は、堤内地に甚大な被害をもたらすにもかかわらず、その研究のほとんどが災害の実態調査報告程度で、堆積範囲や規模の予測といった研究はほとんどなされていない。ようやく最近になって、村本らは昭和58年7月の山陰豪雨による三隅川の洪水災害において、破堤による堤内地の侵食・堆積の実態調査を行うとともに、氾濫解析と二次元河床変動計算を行って、堤内地の地形変動を検討している²⁾。計算結果は比較的良く実測結果を説明しているが、流入境界における流量、掃流砂量、浮遊砂量および浮遊砂濃度といった水理量の不明確もあり、これらを明確にした水理実験を行って、モデルの検証を行うことも重要であろう。

そこで、本研究ではまず破堤を想定した堤体土砂の流出による堤内地の土砂堆積現象を、掃流砂によるものと考え、水理実験と数値シミュレーションとを行って両者の結果を比較検討する。浮遊砂の堆積による地形変化については、まず一次元河道において堆積傾向を生じる浮遊砂濃度を境界で与えた場合の、浮遊砂の堆積による一次元河床変動の計算法を示すとともに、断面平均諸量を用いたモデルで実験結果をどの程度説明できるかを検討する。ついで、同モデルを平面二次元場に拡張し、堤内地における浮遊砂の堆積現象がこのモデルによってどの程度説明できるかを水理実験結果と比較することにより検討する。なお、この場合浮遊砂が掃流力の低下に伴い、掃流形式の土砂輸送形態になることも考えられるので、氾濫域中での掃流砂による河床変動をも考慮した計算を行うことにする。

3. 2 堤体土砂の流出による掃流砂の堆積

3. 2. 1 基礎方程式

掃流砂による水平二次元の河床変動計算を行う場合、水流に関する基礎式は氾濫解析のものとまったく同じであるのでここでは省略する。掃流砂量に関しては、破堤直後を考えるとかなり非平衡性が強いものと想像されるが、非平衡の掃流砂量式を導入しても議論が複雑になり、他の式の精度との整合性の問題もあるので、ここでは近似的に平衡流砂量で取り扱えたと仮定する。そして、掃流砂量式には次式で示される芦田・道上式⁶⁾を用いるものとする。

$$\frac{q_b}{u_{*c} d_m} = 17 \tau_{*c} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、 q_b ; 流砂量、 s ; 土砂の水中比重 ($= (\rho_s - \rho) / \rho$, ρ_s ; 砂の密度)、 τ_* ; 無次元掃流力で、 $\tau_* = u_*^2 / sgd_m$ 、 u_* ; 摩擦速度で、 $u_* = \sqrt{gn\sqrt{M^2 + N^2}} / h^{7/6}$ 、 τ_{*e} ; 無次元有効掃流力で、 $\tau_{*e} = u_{*e}^2 / sgd_m$ 、 u_{*e} ; 有効摩擦速度で、次式で表わされる。

$$\frac{U}{u_{*e}} = 6.0 + 5.75 \log \left\{ \frac{h}{(1 + 2\tau_*)d_m} \right\} \dots\dots\dots (3.2)$$

τ_{*c} ; 無次元限界掃流力で、 $\tau_{*c} = u_{*c}^2 / sgd_m$ 、 u_{*c} ; 移動限界摩擦速度で、ここでは使用する各粒径に対して岩垣⁷⁾による次の各式を用いる。

$$u_{*c}^2 = 80.9 d_m \text{ (cm/s)} \quad (0.0065 < d_m < 0.0565 \text{ cm}, \sigma/\rho = 2.65) \dots\dots\dots (3.3a)$$

$$u_{*c}^2 = 134.6 d_m^{31/22} \text{ (cm/s)} \quad (0.118 < d_m < 0.303 \text{ cm}, \sigma/\rho = 2.65) \dots\dots\dots (3.3b)$$

d_m ; 土砂の平均粒径、 U ; 流速で、 $U = \sqrt{M^2 + N^2} / h$ である。

(3.1)式は一次元の式であるのでこれを流速成分の比で x 方向と y 方向に配分すると、

$$q_{bx} = \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_b \dots\dots\dots (3.4)$$

$$q_{by} = \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_b \dots\dots\dots (3.5)$$

となる。しかし、差分化を考えたとき、このままでは q_{bx} および q_{by} をどこに定義するかが不明であるので、以下のように q_b を4方向に配分することにする。すなわち、図3.1に示すように、 $u_1 \sim v_2$ を配置し、 q_b をそれぞれの流速成分の比に配分すると次式となる。

$$q_{bx} = \frac{1}{2} \left(q_{bax}^{(0)} + q_{bbx}^{(1)} \right) \dots\dots\dots (3.6)$$

$$q_{by} = \frac{1}{2} \left(q_{bay}^{(0)} + q_{bby}^{(3)} \right) \dots\dots\dots (3.7)$$

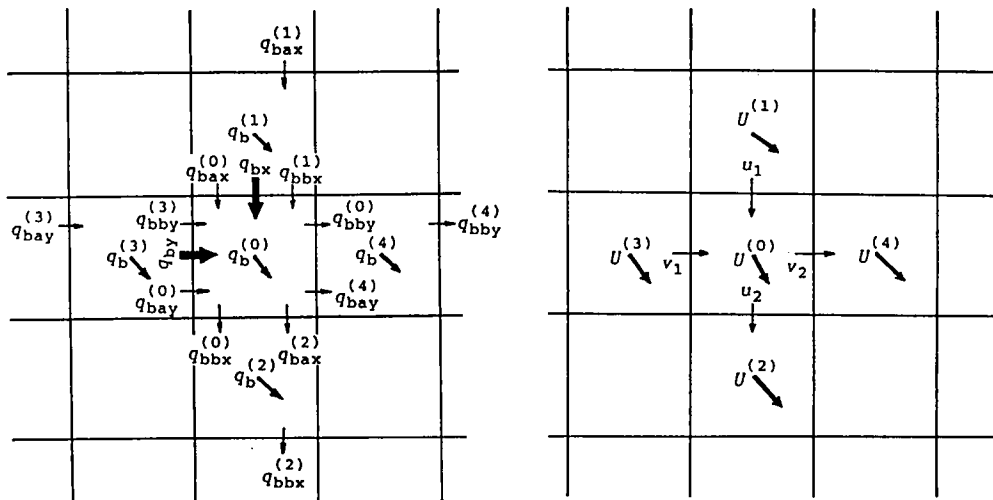


図3.1 格子中央で定義した掃流砂量 $q_b^{(0)}$ の x および y 方向成分への配分方法

ここに、

$$U^{(0)} = \left\{ \left(\frac{u_1 + u_2}{2} \right)^2 + \left(\frac{v_1 + v_2}{2} \right)^2 \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (3.8)$$

$$q_{bax}^{(0)} = \frac{u_1}{U^{(0)}} q_b^{(0)} \quad , \quad q_{bbx}^{(1)} = \frac{u_1}{U^{(1)}} q_b^{(1)} \dots\dots\dots (3.9)$$

$$q_{bay}^{(0)} = \frac{v_1}{U^{(0)}} q_b^{(0)} \quad , \quad q_{bby}^{(3)} = \frac{v_1}{U^{(3)}} q_b^{(3)} \dots\dots\dots (3.10)$$

結局、河床の連続式は次式となる。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} \right) = 0 \dots\dots\dots (3.11)$$

ここに、 λ は空隙率である。

つぎに、流砂量式および河床の連続式の差分化を考える。まず、(3.11)式の差分式は次式のような。

$$\frac{z_{b_{i+1/2, j+1/2}}^{n+3} - z_{b_{i+1/2, j+1/2}}^{n+1}}{2 \Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{q_{bx_{i+1, j+1/2}}^{n+2} - q_{bx_{i, j+1/2}}^{n+2}}{\Delta x} + \frac{q_{by_{i+1/2, j+1}}^{n+2} - q_{by_{i+1/2, j}}^{n+2}}{\Delta y} \right) = 0 \dots (3.12)$$

(3.6)および(3.7)式の差分式はそれぞれ次のようである。

$$q_{bx_{i, j+1/2}}^{n+2} = \frac{1}{2} \left(q_{bax_{i, j+1/2}}^{n+2} + q_{bbx_{i, j+1/2}}^{n+2} \right) \dots\dots\dots (3.13)$$

$$q_{by_{i+1/2, j}}^{n+2} = \frac{1}{2} \left(q_{bay_{i+1/2, j}}^{n+2} + q_{bby_{i+1/2, j}}^{n+2} \right) \dots\dots\dots (3.14)$$

ここに、

$$q_{bax_{i, j+1/2}}^{n+2} = \frac{u_{i, j+1/2}^{n+2}}{U_{i+1/2, j+1/2}^{n+2}} q_{b_{i+1/2, j+1/2}}^{n+2} \quad , \quad q_{bbx_{i, j+1/2}}^{n+2} = \frac{u_{i, j+1/2}^{n+2}}{U_{i-1/2, j+1/2}^{n+2}} q_{b_{i-1/2, j+1/2}}^{n+2}$$

$$q_{bay_{i+1/2, j}}^{n+2} = \frac{v_{i+1/2, j}^{n+2}}{U_{i+1/2, j+1/2}^{n+2}} q_{b_{i+1/2, j+1/2}}^{n+2} \quad , \quad q_{bby_{i+1/2, j}}^{n+2} = \frac{v_{i+1/2, j}^{n+2}}{U_{i+1/2, j-1/2}^{n+2}} q_{b_{i+1/2, j-1/2}}^{n+2}$$

$$u_{i, j+1/2}^{n+2} = 2 M_{i, j+1/2}^{n+2} / \left(h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} \right)$$

$$v_{i+1/2, j}^{n+2} = 2 N_{i+1/2, j}^{n+2} / \left(h_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} \right)$$

$$U_{i+1/2, j+1/2}^{n+2} = \left\{ \left(\frac{u_{i, j+1/2}^{n+2} + u_{i+1, j+1/2}^{n+2}}{2} \right)^2 + \left(\frac{v_{i+1/2, j}^{n+2} + v_{i+1/2, j+1}^{n+2}}{2} \right)^2 \right\}^{1/2}$$

なお、変数の配置を図3.2に示す。

以上が洪水氾濫に伴う掃流砂による水平二次元の河床変動計算に関する基礎方程式とその差分式である。

3. 2. 2 河川堤防の決壊を想定した実験による検討^{8), 9)}

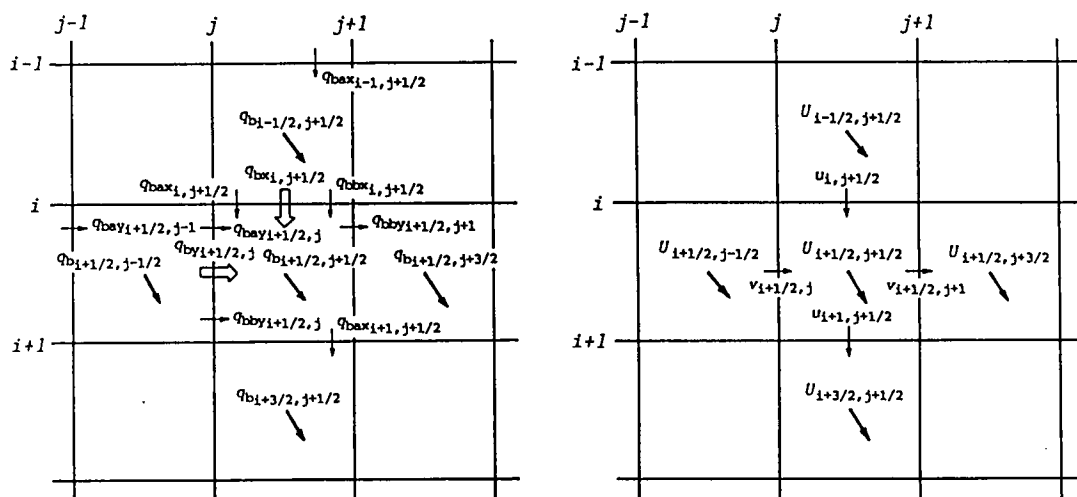


図3.2 掃流砂量に関する変数の配置

(1) 実験装置および実験方法

実験装置には大別して、図3.3に示すように、一次元河道が氾濫場の一边と平行に設置されていて、堤内地への氾濫水が河道の流れによって偏倚するような場合と、図3.4に示すように示すような、氾濫場の一边と直交した一次元水路構造を持つ場合との2通りを用いた。前者をTYPE I、後者をTYPE IIとする。前者の実験結果に対する数値シミュレーションを行う場合は偏倚を再現するためには河道を含めた氾濫解析をする必要があるのに対して、後者では氾濫原への流入境界条件の設定が容易になる。しかしながら、実際の破堤氾濫に近いのは前者であるので、ここでは境界条件の与えやすさからTYPE IIで厳密な境界条件を与えた計算を行うことを念頭においた実験を行い、供給土砂量に関する

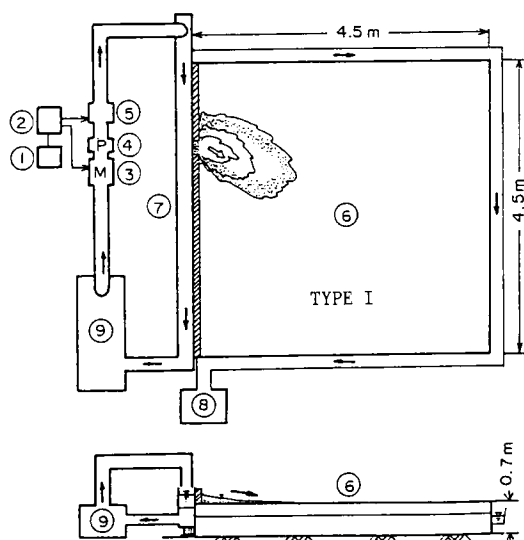


図3.3 堤体土砂の流出による堤内地の土砂堆積に関する実験装置 (TYPE I)

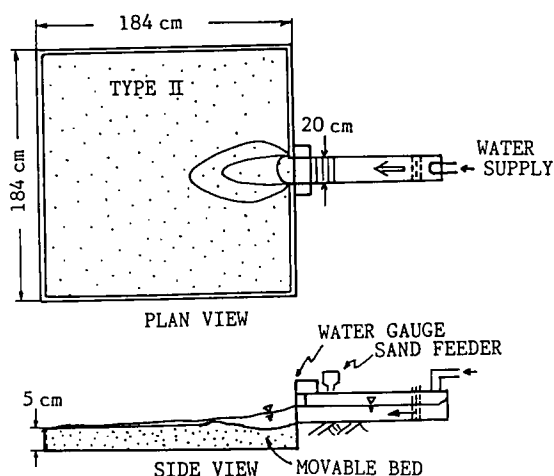


図3.4 堤内地の侵食および土砂堆積に関する実験装置 (TYPE II)

る境界条件はある程度厳密さには欠けるが実際に近い流れを数値シミュレーションで再現できるかどうかといったことを念頭においてTYPE Iの実験を行うことにする。

まず、TYPE Iの装置を用いた実験について述べる。実験装置は図3.3に示すように、河道部水路⑦と氾濫台⑧とから構成されている。河道部は、長さ8m、幅および深さが20cmの鋼製水路である。給水方法は以下のようなものである。すなわち、まず、周波数変換器①に直結したパーソナルコンピュータ②に所定の流量をセットする。本来、このシステムは非定常流量を供給するための流量制御装置であるが、この実験では一定流量を与えるのにもこの装置を用いている。ついで、ポンプ④によって低水槽⑤より吸水し、吸水した水を流量計⑥でfeed back方式で検定させ、所定の流量を供給させる。水路には氾濫台の上流端から130cmの部分に幅20cmの堤体作成用の切り欠きを設け、そこにゲートを架設した。水路下流端には高さ3cmの水位調節用の堰を設けてある。破堤の方法は以下のように行った。すなわち、まず切り欠き部のゲートの堤内地側に幅20cm、高さ5cm、奥行き10cmの直方体の堤防を、平均粒径 $d_m=1.49\text{mm}$ 、 $\sqrt{d_{84}/d_{16}}=1.26$ のほぼ一様砂で作成した。なお、堤内地側に10cmの厚さの発砲スチロールで壁を水路に沿って設け、堤体部分にのみ切り欠きを設けて、ここに堤体土砂が盛れるような構造にした。ついで、前述した方法で河道内に通水し、十分定常になった段階でゲートを瞬時に引き抜く。そのとき、堤体は十分飽和しているので、堤内地側に崩れながら堤体侵食が進行して土砂氾濫が生起する。堤内地の条件としては、路

床は固定床（木製でペンキ塗り仕上げ）で、氾濫場にはなにも構造物を配置しない場合（CASE A）と、高さ5cmで20cm四方の浸水を許さないブロックを図3.5に示すように、10cm間隔に30個整列配置した場合（CASE B）の2通りである。

測定項目は、土砂の堆積形状、堆積厚および図3.5に丸印で示した3地点における水深の時間変化である。形状はビデオカメラで、堆積厚は給水停止後、ポイントゲージで計測した。水深はサーボ式水位計を3台並べ、出力電圧をデー

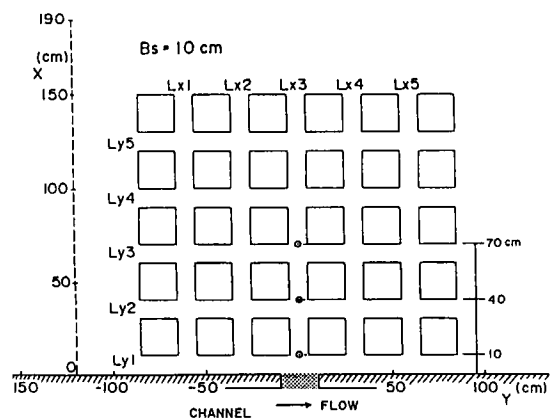


図3.5 TYPE Iの実験におけるブロックの配置形態 (CASE B)

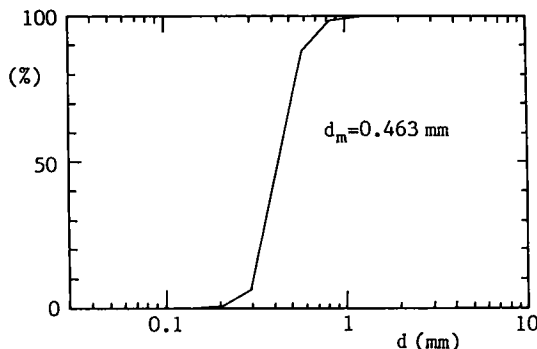


図3.6 TYPE Iの実験で使用した土砂の粒度分布

タレコードに125Hzで収録した。なお、河道部の勾配は1/500、氾濫台の勾配は図3.5のx方向にのみしだいに地盤が高くなるよう-1/200に設定した。氾濫台の粗度係数は一次元水路を架設して別途計測した結果、 $n=0.01$ であった。

つぎに、TYPE IIの実験装置および実験方法について述べる。実験装置は図3.4に示したように、184cm四方の水平な氾濫台とその一辺と直交する格好で接続されている幅20cm、深さ20cmの一次元水路に

を破堤口4メッシュに均等配分して破堤口から堤内地への流出流砂量の境界条件とした。なお、実験で用いた実質の総土砂量 ($\lambda=0.4$ として、 600cm^3) と計算におけるそれとは同じである。ただし、実験ではゲートを引き抜いた直後には、堤体土砂が破堤口に残っているために、氾濫水はその影響を受けて計算で生じるような流れの状況とは若干異なった様相を呈するのであるが、実験でも100秒程度で堤体土砂が完全に流出して

いることを参考にして、このような条件のもとで、土砂氾濫現象がどの程度再現できるか、について検討した。なお、氾濫台周辺の境界条件には、水に関しては段落ち条件、土砂に関しては1つ内側のメッシュの流砂量を境界における流砂量として与えた。また、河道内の流砂は無いとして計算し、下流端では等流条件を用いた。土砂が堆積しているメッシュの粗度係数は $n=0.025$ 、土砂が堆積してい

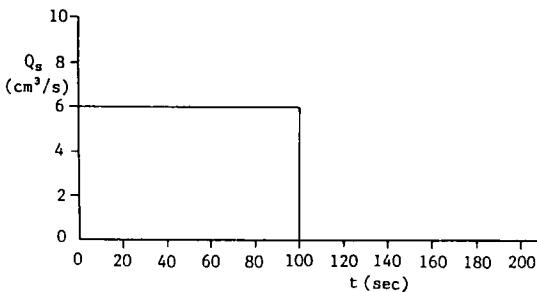


図3.8 境界条件として与えた
破堤口における掃流砂量

ないメッシュのそれは $n=0.01$ とした。

TYPE II の計算条件：計算条件を表3.3に示す。河床変動計算を実行する前に予め定常状態の氾濫場を作成した。すなわち、 2.13 l/sec の流量を流入境界の各メッシュ (5メッシュ) に流量フラックスに変換して配分し、河床変動が無いとして氾濫計算を行った。定常状態の氾濫になった時点 (3分間) で破堤口から $95.9\text{ cm}^3/\text{sec}$ で5秒間給砂を行い、それと同時に河床変動計算を開始し、給砂開始20秒で氾濫計算を停止した。破堤口の各メッシュへの流砂量は給砂量を5等分してそれを単位幅流砂量になおして与えた。計算領域の左右端および下流端は段落ち流れとし、移動床計算であるため、全てのメッシュでManningの粗度係数を $n=0.025$ とした。なお、この計算では、移動限界摩擦速度は、 $u_{*c}=\sqrt{0.05sgd_m}$ とした。

図3.9はCASE Aの実験結果と計算結果とを比較したものである。なお、計算結果の土砂堆積領域は、1粒径以上の土砂堆積厚となった部分である。

実験値には下流側への偏倚が顕著にみられるが、計算値はその傾向が弱い。しかしながら、計算では、実験での主流方向への偏倚と同じ方向への強い流れがあって、土砂が堆積せずに境界から流出しており、一方、それと反対側の流速の遅い部分では土砂堆積範囲が広がっており、実験結果と同様の傾向を示している。図3.10は、CASE Bの実験結果と計算結果を比較したものである。土砂の堆積位置に関しては両者は比較的

表3.2 TYPE I の場合の計算条件

$\Delta x=5\text{ cm}$
$\Delta y=5\text{ cm}$
$\Delta t=1/500\text{ sec}$
Width of Bank Breach $B=20\text{ cm}$
$d_m=1.49\text{ mm}$
$\sigma=2.65$
$\lambda=0.4$
Channel Slope $I=1/500$
Slope of Flooding
Area for x Direction
$I=-1/200$
$n=\begin{cases} 0.01 & \text{for No Sediment Deposition Mesh} \\ 0.025 & \text{for Sediment Deposition Mesh} \end{cases}$

表3.3 TYPE II の場合の計算条件

$\Delta x=4\text{ cm}$
$\Delta y=4\text{ cm}$
$\Delta t=1/1000\text{ sec}$
Width of Bank Breach $B=20\text{ cm}$
$d_m=0.463\text{ mm}$
$\sigma=2.65$
$\lambda=0.4$
Channel Slope $I=1/250$
Flooding Area is Horizontal
$n=\begin{cases} 0.01 & \text{for No Sediment Deposition Mesh} \\ 0.025 & \text{for Sediment Deposition Mesh} \end{cases}$

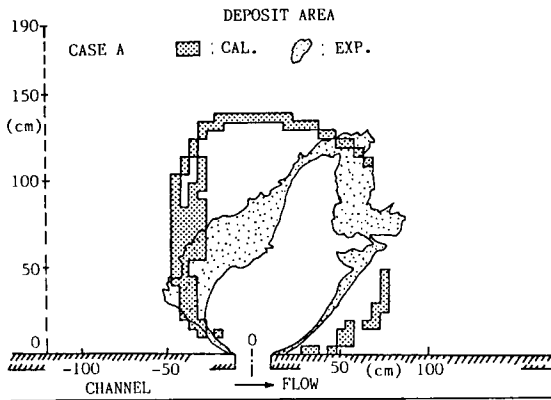


図3.9 土砂堆積範囲の実験結果と
計算結果との比較 (CASE A)

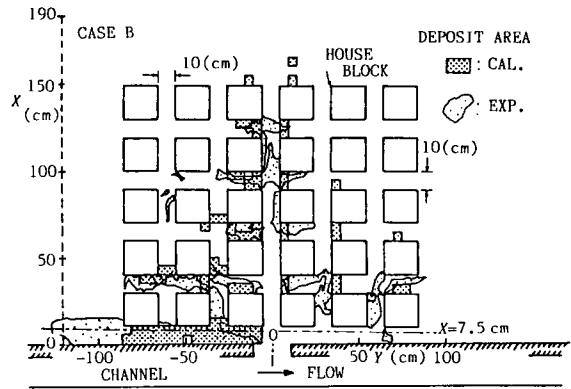


図3.10 土砂堆積範囲の実験結果と
計算結果との比較 (CASE B)

良く一致している。特に、最前列および次の列の空間（街路）での堆積範囲の計算結果は、実験結果をかなり良く再現できている。破堤口から x 方向に沿った線上では、実験ではきわめて小量ではあるが薄く土砂堆積があったが、計算では堆積しておらず、最後列のブロックの背後に若干堆積していることがわかる。これは、実験に用いた土砂はほぼ均一ではあるが少し粒度分布を持っており、露出高さが小さいために流体力を受けにくい細粒径成分が堆積したためである。図3.11は、最前列($x=7.5$ cm)の土砂堆積厚に関する実験値と計算値とを比較したものである。水路上流側の破堤口近傍で計算値が大きく算出されているが、計算値は比較的良く実験値を再現している。このように、流砂量の与え方を単純化し、堤体土砂の存在の影響を無視した氾濫計算でも、かなり実験結果を再現できたが、これは、固定床場においては氾濫初期の氾濫水の挙動や堤体の決壊速度の違いが、その後の氾濫水の挙動や土砂堆積範囲にあまり影響しないことを示唆するものである。ただし、堤体が完全に流失してからの氾濫の継続時間にもよることはもちろんである。

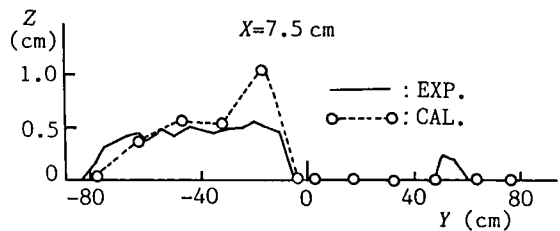


図3.11 $x=7.5$ cmにおける土砂堆積厚の計算
値と実験値との比較 (CASE B)

図3.12および図3.13は、それぞれCASE CおよびCASE Dの侵食域と堆積域の範囲に関する実験結果と計算結果を比較したものである。実際の破堤現象では破堤口直下におっ掘りが形成される場合が多いが、各ケースは、おっ掘りの形成と堤体からの流出土砂およびおっ掘りの形成による侵食土砂の堆積現象に近い。ただし、CASE Cの場合は堤体土砂の流出が無いので、二次元噴流による洗掘現象に近い。CASE Cでは破堤口直下流部での洗掘とその前方での薄い堆積、CASE Dでは破堤口直下流部での洗掘と、若干実験値より規模が大きいとその両サイドでの堆積傾向が比較的良く計算で再現されている。図3.14および図3.15は、それぞれCASE CおよびCASE Dの横断形状に関する実験値と計算値を比較したものである。CASE Cでは、破堤口近傍の $x=2c$ ■で計算値の洗掘深が実験値より大きく、それより下流では計算値の方が小規模になっている。CASE

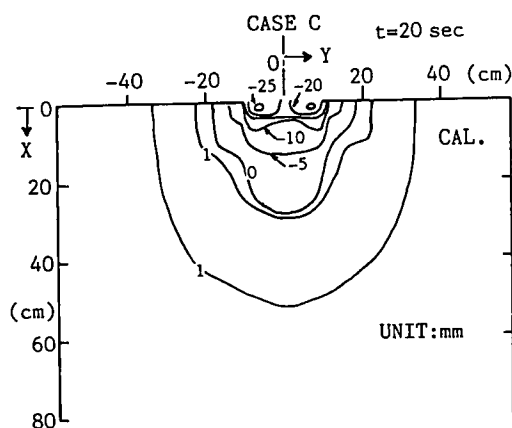
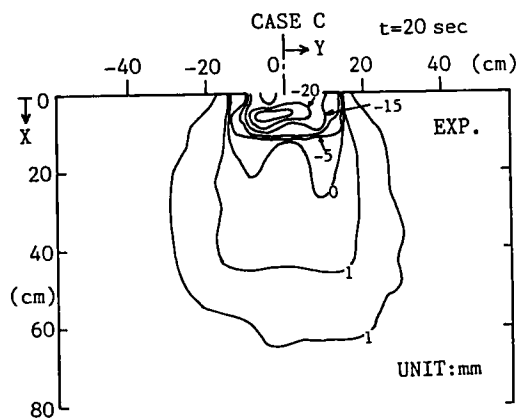


図3.12 土砂堆積および侵食範囲の実験結果
と計算結果との比較 (CASE C)

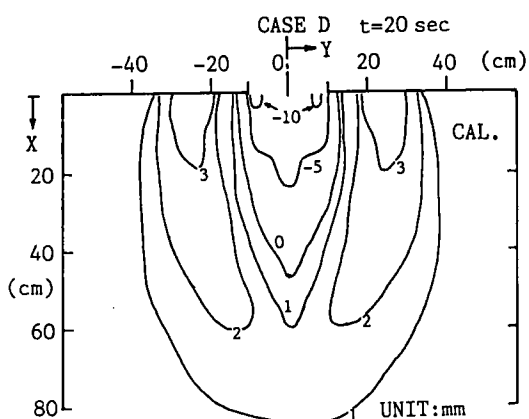
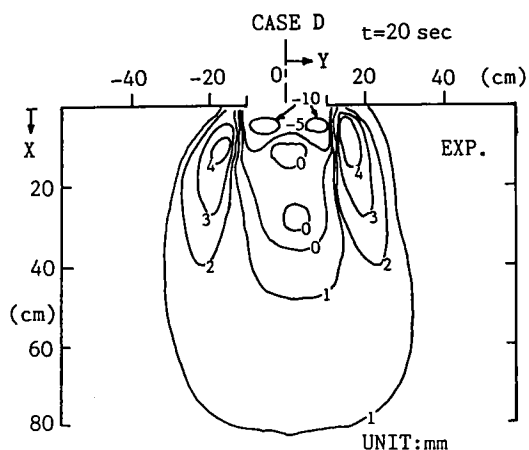


図3.13 土砂堆積および侵食範囲の実験結果
と計算結果との比較 (CASE D)

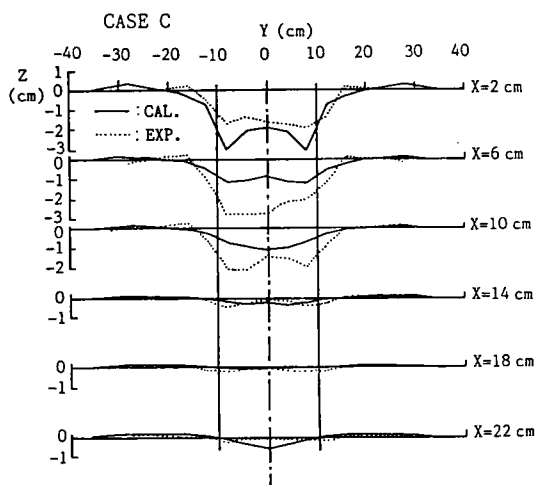


図3.14 堤内地の流下方向横断面形状に関する
実験値と計算値との比較 (CASE C)

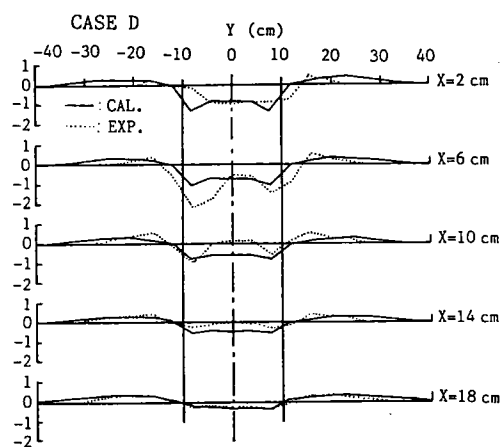


図3.15 堤内地の流下方向横断面形状に関する
実験値と計算値との比較 (CASE D)

Dでは、破堤口近傍の $x=2\text{cm}$ および $x=6\text{cm}$ 付近で破堤口の両サイドでの侵食および堆積地形はかなり一致している。それより下流では、前述したように計算値の方が侵食深も堆積厚さも規模が若干大きくなっているが、侵食および堆積傾向は比較的良く一致している。

以上の結果から、本計算手法によって掃流砂による二次元河床変動計算がある程度可能になったものと思われる。

3. 3 河道内浮遊土砂の流出による堤内地の土砂堆積^{10), 11), 12)}

3. 3. 1 一次元河道における浮遊砂の堆積に関する研究

(1) 浮遊砂の堆積に関する実験

本研究の主眼は堤内地を想定した二次元氾濫場における浮遊砂の堆積に関する数値シミュレーション手法の開発であるが、この場合、計算時間と計算費用などの制約から、実用上、断面平均諸量を用いた解析でどの程度の適用性があるかを検討することも重要であろう。そこでまず、境界条件や水理量の設定が容易な一次元河道を対象とした実験と計算を行って両者を比較した実験について述べる。

実験に用いた一次元河道模型水路は、図3.16に示すような、長さ7m、幅20cm、深さ20cmの鋼製水路である。水路中央部の長さ5.1mの区間に

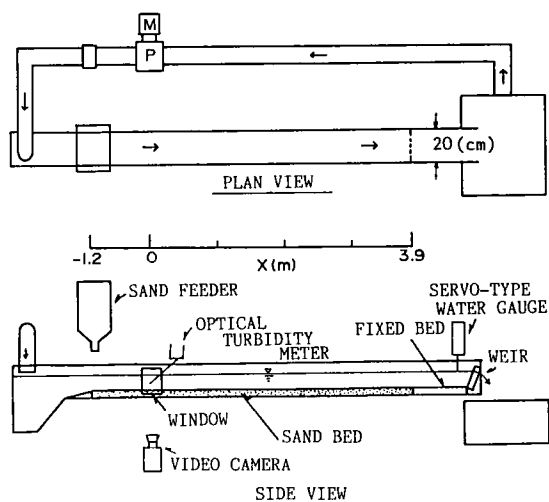


図3.16 浮遊砂の堆積実験に用いた一次元水路

わたり、図3.17に示すような平均粒径 100μ の硅砂(8号砂)を水路床に敷いて移動床とし、初期河床勾配を $1/500$ に設定した。所定の流量を流す前に、水路下流端から徐々に給水して水路内に湛水させておき、給水量と下流端の堰水位を調節し、給水初期の急激な水位変化に伴う河床波の発生を避けるようにするとともに、下流端を堰上げて河道内の掃流力を落とし、定常給水状態で河床波が生じないように心掛けた。給砂方法は種々の方法を検討したが、乾燥砂のみを投入する方法では砂粒子に気泡が付着して沈降に時間を要し、水路長が短いこともあって、境界条件を与える濃度測定断面で平衡濃度分布に近いものが得られないため、ここでは、土砂を水路上から投入する際に散水し、水と馴染ませながら給砂する方法を採用した。なお、給砂に用いた砂は河床材料と同一のもので、給砂時間は5分、給砂量は $3.15\text{cm}^3/\text{sec}$ である。散水に用いた流量を加えた

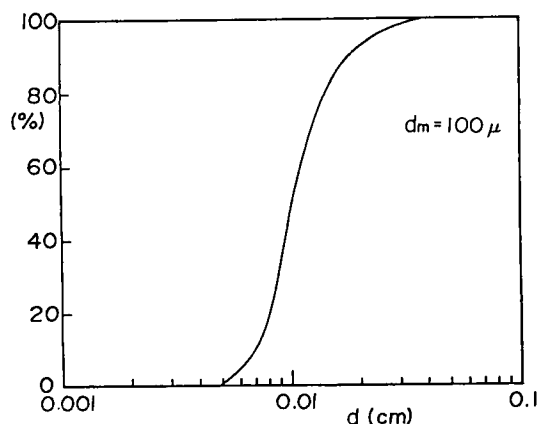


図3.17 塩化ビニル粉末の粒度分布

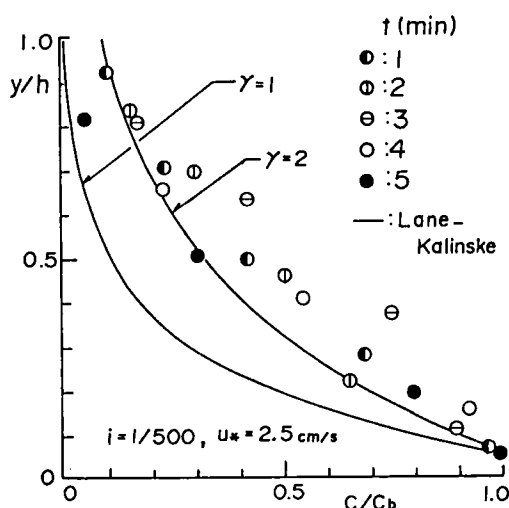


図3.18 給砂地点から1.2m下流の濃度測定断面における浮遊砂の濃度分布

全流量は、2.03 l/secである。測定項目は給砂地点から1.2m下流における鉛直濃度分布、河床の時間変化、初期および5分後の河床位であり、それぞれ光学式濃度計、ビデオカメラおよびポイントゲージで計測した。また、水路下流端ではサーボ式水位計で水位の時間変化を計測した。

実測した濃度分布を無次元化して示したものが図3.18である。基準点濃度には、実測値を補間して得られた河床から水深の5%の高さの点の濃度を用いている。図中の曲線は、Lane-Kalinskeの平衡濃度分布を示したものである。渦動拡散係数と渦動粘性係数との比 γ が2程度で両者が比較的良く一致するが、沈降速度と摩擦速度との比が1近傍の流れでは γ が2~4程度になるとの報告もあり¹³⁾、 γ の値をこの程度にとれば、後述するように、底面濃度と断面濃度との関係に、Lane-Kalinskeの式を用いても差し支えが無いものと思われる。図3.19は、濃度測定断面($x=0$ m)における断面平均濃度、水深および下流端水深の時間変化を示したものである。実験期間中、下流端における水深の時間変化はほとんどない。上流端では次第に土砂が堆積するため、河床勾配がついて水深が時間とともに減少し、一方、断面平均濃度は水深が小さくなる影響もあって大きくなっていくが、3分ごろからはほぼ一定になっている。濃度測定断面での諸量を計算での流入境界条件に、下流端でのそれを流出境界条件に用いることにする。なお、流入境界での掃流砂量は測定していないが、ビデオ撮影結果や河床の状態から、測定断面上流からの掃流砂による河床変動は顕著でなく、これを流入境界条件として与えなくともほとんど影響が無いものと思われる。

(2) 浮遊砂の堆積に関する

数値シミュレーション

ここでは、堤内地における二次元平面流れに基づいた浮遊砂の堆積現象を予測し得るシミュレーションモデルを考える前に、一次元河道における浮遊砂の堆積現象を説明し得るモデルを開発し、実験値と比較検討することにする。二次元モデルに関しては、一次元モデルである程度現象を説明し得ることがわかれば、このモデルを二次元場に拡張することにし、これについては次章で検討する。

一般に浮遊砂を含む一次元流れは、図3.20に示す座標系を用いると以下に示す浮遊砂および流体成分の質量保存則およびレイノルズ方程式で表現できる。

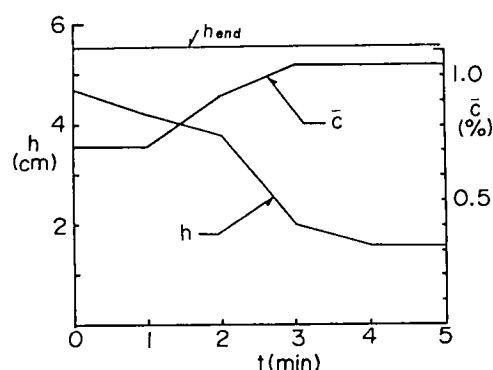


図3.19 下流端水深および濃度測定断面における水深と断面平均濃度の時間変化

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + (w - w_0) \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\epsilon_s \frac{\partial c}{\partial z} \right) \dots (3.15)$$

$$\frac{\partial u}{\partial c} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \dots (3.16)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = g \sin \theta - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - \epsilon \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \dots (3.17)$$

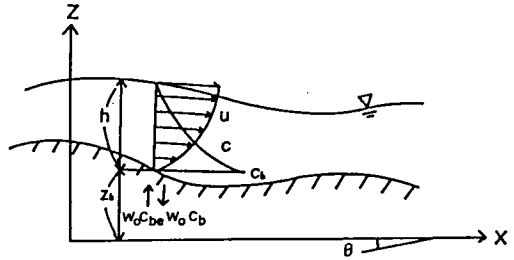


図3.20 流れの模式図

ここに、 c ；時間平均濃度、 u ； x 方向の時間平均流速、 w ； z 方向の時間平均流速、 w_0 ； z 方向の砂粒子の沈降速度、 ϵ_s ；渦動拡散係数、 ϵ ；渦動粘性係数、 θ ；水平からの x 軸の傾斜角、 p ；圧力、 ρ ；密度、 g ；重力加速度、 t ；時間である。(3.15)式を河床 $Z=Z_b$ から水面 $Z=Z_b+h$ (h ；水深)まで積分する際に、境界条件として

$$z = z_b : \epsilon_s \frac{\partial c}{\partial z} + w_0 c_s = 0 \dots (3.18)$$

$$z = z_b + h : \epsilon_s \frac{\partial c}{\partial z} + w_0 c = 0 \dots (3.19)$$

を考えると、(3.15)式は断面平均諸量を用いて次式のようになる。

$$\frac{\partial}{\partial t} (\bar{c}h) + \frac{\partial}{\partial x} (\bar{u}\bar{c}h) = w_0 (c_{be} - c_b) + \frac{\partial}{\partial x} (hD \frac{\partial \bar{c}}{\partial x}) \dots (3.20)$$

ここに、 $\bar{u} = u - u' = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_b+h} u dz$, $\bar{c} = c - c' = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_b+h} c dz$ なる断面平均流速および濃度、 u', c' ；それぞれ断面平均流速および濃度からの変動値、 c_{be}, c_b ；それぞれ $Z=Z_b$ における平衡濃度および実濃度、 D ；分散係数で、 $\frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_b+h} c' u' dz = -D \frac{\partial \bar{c}}{\partial x}$ とおく。(3.16)および(3.17)式も同様に積分すると、断面平均諸量を用いてそれぞれ次のような式になる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{u}h)}{\partial x} = 0 \dots (3.21)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\bar{u}h) + \frac{\partial}{\partial x} (\bar{u}^2 h) = gh \sin \theta - gh \cos \theta \frac{\partial}{\partial x} (h + z_b) - \frac{\tau_b}{\rho} \dots (3.22)$$

ここに、 τ_b はせん断応力で、Manningの抵抗則を用いると、

$$\tau_b / \rho = gn^2 \bar{u} | \bar{u} | / h^{1/3} \dots (3.23)$$

なお、ここでは $\frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_b+h} u' u' dx = 0$ とした。

以下、断面平均諸量を表わす - の記号は省略し、- 記号は別の意味を表わすものとする。

浮遊砂の堆積過程を計算する場合、底面近傍において掃流砂による河床変動も考慮する必要がある。ここでは、(3.1)式を用いることにする。

ところで、河床変動計算を行うには(3.20)式において、 c_b, c_{be} および D を決定する必要がある。 c_b と断面平均濃度 c との関係は、Lane-Kalinskeと同様に考えることにより、次式で与えられる。

$$c_b = \beta c / (1 - e^{-\beta}) \dots (3.24)$$

ここに、 $\beta = w_0 h / \epsilon_s$ で、 $\epsilon_s = \gamma \epsilon$ とおき、せん断応力の三角形分布を仮定すると、 $\epsilon = \gamma \kappa u_* h / 6$ より、 $\kappa = 0.4$ において、 $\beta = 15 w_0 / \gamma u_*$ となる。

つぎに、 c_{be} については、以下に示す芦田・道上式¹⁴⁾で評価する。

$$w_0 c_{*s} = 0.025 \{g(\xi_0)/\xi_0 - G(\xi_0)\} \dots\dots\dots (3.25)$$

ここに、 $\xi_0 = 4w_0/3u_{*e}$ で、 $g(\xi_0)$ および $G(\xi_0)$ はそれぞれ、以下に示すような関数である。

$$g(\xi_0) = 1/\sqrt{2\pi} \cdot \exp(-0.5\xi_0^2) \dots\dots\dots (3.26)$$

$$G(\xi_0) = 1/\sqrt{2\pi} \int_{\xi_0}^{\infty} \exp(-0.5\xi^2) d\xi \dots\dots\dots (3.27)$$

分散係数に関しては、Elder¹⁵⁾ によると次式で評価される。

$$D = -\frac{1}{h} \int_0^h u' dz \left\{ \int_0^{\frac{z}{\epsilon_s}} \frac{1}{\epsilon_s} \left(\int_0^{\frac{z}{\epsilon_s}} u' dz \right) dz \right\} \dots\dots\dots (3.28)$$

いま、流速分布が対数則に従い、渦動粘性係数 ϵ が、 $\epsilon = \kappa u_* z(h-z)/h$ で定義されれば、 $\epsilon_s = \gamma \epsilon$ の仮定を用いると、分散係数は次式で評価できる。

$$D = 5.86 hu_* / \gamma \dots\dots\dots (3.29)$$

以上の諸式を次式の河床の連続式に代入することにより、河床変動計算が可能となる。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_b}{\partial x} + w_0 c_{*s} - w_0 c_s \right) = 0 \dots\dots\dots (3.30)$$

つぎに、差分表示式を示す。(3.21)および(3.22)式の差分式はそれぞれ以下ようになる。

流体の連続式

$$\frac{h_{i+1/2}^{n+1} - h_{i+1/2}^n}{2\Delta t} + \frac{M_{i+1}^{n+2} - M_i^{n+2}}{\Delta x} = 0 \dots\dots\dots (3.31)$$

流体の運動量式

$$\begin{aligned} \frac{M_i^{n+2} - M_i^n}{2\Delta t} + \frac{U_{i+1/2}^n \bar{M}_i^n - U_{i-1/2}^n \bar{M}_{i-1}^n}{\Delta x} = & g \left(\frac{h_{i-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2}^{n+1}}{2} \right) \sin \theta \\ & - g \left(\frac{h_{i-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2}^{n+1}}{2} \right) \cos \theta \frac{(h_{i+1/2}^{n+1} + z_{bi+1/2}^{n+1}) - (h_{i-1/2}^{n+1} + z_{bi-1/2}^{n+1})}{\Delta x} \\ & - g \frac{n_{i+1/2}^2 \bar{u}_i |u_i|}{\{(h_{i+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2}^{n+1})/2\}^{1/3}} \dots\dots\dots (3.32) \end{aligned}$$

ここに、 $M = uh$ で、 \bar{u}_i 、 u_i 、 $U_{i+1/2}$ および \bar{M}_i はそれぞれ次のようである。

$$\bar{u}_i = (M_i^{n+2} + M_i^n) / (h_{i+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2}^{n+1}), \dots\dots\dots (3.33)$$

$$u_i = 2(M_i^n + M_i^{n-2}) / (h_{i+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2}^{n-1}) \dots\dots\dots (3.34)$$

$$\begin{aligned} U_{i+1/2}^n = & (M_{i+1}^n + M_{i+1}^{n-2}) / (h_{i+3/2}^{n+1} + h_{i+1/2}^{n+1} + h_{i+3/2}^{n-1} + h_{i+1/2}^{n-1}) \\ & + (M_i^n + M_i^{n-2}) / (h_{i+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2}^{n+1} + h_{i+1/2}^{n-1} + h_{i-1/2}^{n-1}) \dots\dots\dots (3.35) \end{aligned}$$

$$\bar{M}_i^n = (M_i^n + M_i^{n-2})/2 \dots\dots\dots (3.36)$$

(3.20)式において、 $V_s = ch$ とおき、差分化すると以下ようになる。

$$\frac{V_{i+1/2}^{n+3} - V_{i+1/2}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{M_{i+1}^{n+2} c_{i+1/2}^{n+1} - M_i^{n+2} c_{i-1/2}^{n+1}}{\Delta x} = w_0 (c_{*s,i+1/2}^{n+1} - c_{*s,i-1/2}^{n+1}) + DCDXX \dots\dots\dots (3.37)$$

ここで、DCDXXに(3.29)式を用いると以下のように差分化される。

$$\begin{aligned} DCDXX = & \frac{1}{\gamma} \left[\frac{5.86(c_{i+3/2}^{n+1} - c_{i+1/2}^{n+1})}{\Delta x} u_{i+1/2}^{n+2} \left\{ \frac{h_{i+3/2}^{n+1} + h_{i+1/2}^{n+1}}{2} \right\}^2 \right. \\ & \left. - \frac{5.86(c_{i+1/2}^{n+1} - c_{i-1/2}^{n+1})}{\Delta x} u_{i+1/2}^{n+2} \left\{ \frac{h_{i+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2}^{n+1}}{2} \right\}^2 \right] / \Delta x \dots\dots\dots (3.38) \end{aligned}$$

$n+3$ ステップにおける濃度を $c_{i+1/2}^{n+3} = V_{i+1/2}^{n+3} / h_{i+1/2}^{n+3}$ で評価すると、(3.24)式および(3.25)式からそれぞれ $c_{i+1/2}^{n+3}$ および $c_{bi+1/2}^{n+3}$ が求まるので、これらを用いると河床の連続式(3.30)式の差分式は以下のようになる。

$$\frac{z_{i+1/2}^{n+3} - z_{i+1/2}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{q_{bi+1}^{n+2} - q_{bi}^{n+2}}{\Delta x} + w_0 c_{bi+1/2}^{n+3} - w_0 c_{bi+1/2}^{n+1} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (3.39)$$

以上が基礎方程式の差分化である。

(3) 計算結果と実験結果との比較検討

数値計算には、 $\Delta x = 0.1\text{m}$ 、 $\Delta t = 1/500\text{sec}$ 、 $n = 0.024$ 、 $\tan \theta = 1/500$ 、 $d_m = 100\mu$ を用いる。流入境界条件としては、図3.19に示した濃度、水深および一定流量 2.03 l/sec を与え、下流端では、図3.19に示した水深と、浮遊砂に関しては、 $d(cuh)/dx = 0$ を、掃流砂に関しては、 $dq_b/dx = 0$ を用いた。初期条件としては、5分間河床変動計算を実行しないで不定流計算のみを行い、定常な流れの場を作成したものを採用することにした。

図3.21は1分ごとの土砂堆積厚および濃度の流下方向変化に関する計算結果と5分後の土砂堆積厚の実測値を示したものである。図中、 γ の値を1にした場合とLane-Kalinskeの平衡濃度式で実測した濃度分布が比較的良く一致する $\gamma = 2$ の場合も示してある。同図からわかるように、 $\gamma = 2$ とした方が実測の土砂堆積厚の分布と上流部で比較的良く一致する。実測の方が計算結果より若干下流側へ長く堆積しているが、この原因としては、給砂時の土砂投入による土粒子の沈降過程の影響が下流部にまで及んでいる可能性があること、平衡濃度分布を仮定して底面濃度の算定をすることの妥当性の問題、濃度測定の精度、一様粒径を仮定した計算と幾分粒度分布をもった土砂を用いた実験との違いから生

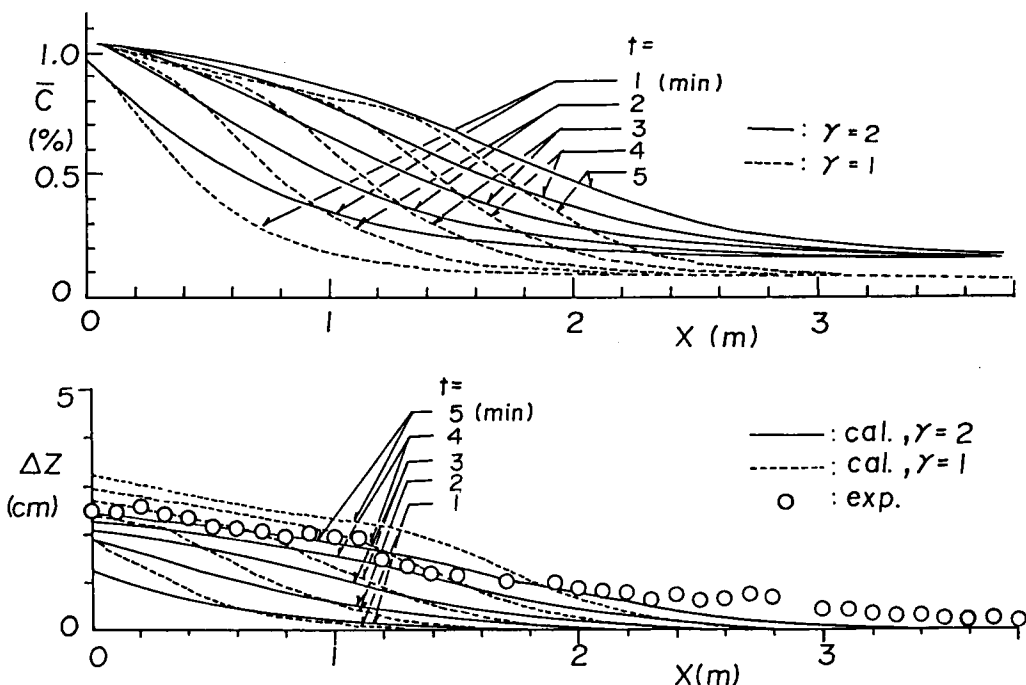


図3.21 浮遊砂の堆積による河床変動と濃度変化に関する計算値と5分後の河床高の実験値との比較

じる誤差、および計算に用いた河床での平衡濃度式、流砂量公式および抵抗則等の精度等多くのことが考えられる。しかしながら、こういった種々の不確実性を含みながらも、断面平均諸量を用いたマクロな解析でもかなり良く実験結果を説明していると判断できる。したがって、以下、この方法を二次元洪水氾濫場に拡張することにする。

3. 3. 2 堤内地における浮遊砂の堆積

(1) 浮遊砂の堆積に関する実験

堤内地を想定した氾濫実験装置を図3.22に示す。氾濫台は、 $1.7\text{m} \times 1.6\text{m}$ の長方形をした水平な木製の台で、四方が壁で囲まれており、その1辺には幅 20cm 、勾配 $1/500$ の水路が架設してある。実際には、水路内に仕切板を設け、 10cm 幅にして実験を行った。その他の3辺は、氾濫台上の水位が上昇し、水深が 3.75cm を越えると越流流出するようになっている。給水方法は、流入境界条件を設定しやすいように、予め給水のみを行って定常氾濫場を形成した後に、5分間給砂した場合とdry bed上に5分間給水と給砂を同時に行った場合の2通りである。流出条件としては、両側壁を高くして、下流端のみから越流流出する場合と、3辺から流出する場合の2通りである。流入流量は給砂時の散水量を加えると 1.25 l/sec であるが、段波の給水方法では初期に非定常流量となるので、全ケースについて破堤口から水路上流 36cm の所でサーボ式水位計で水位を、2台のビデオカメラで河床位と表面流速を読み取り、これらの値と幅を乗じて流入流量を求めた。濃度分布は、破堤口から水路上流 42cm の所で一次元の時と同様の方法で測定した。

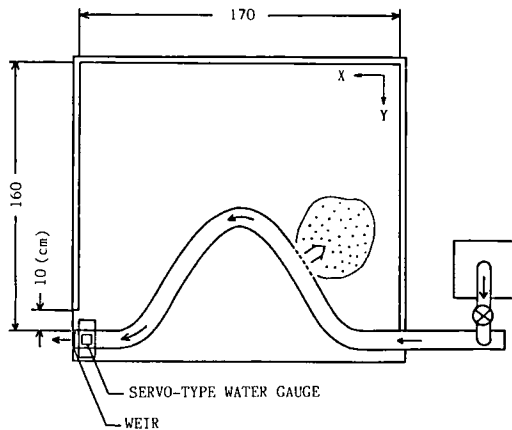


図3.23 弯曲流路堤防の決壊による浮遊砂の堆積に関する氾濫実験装置

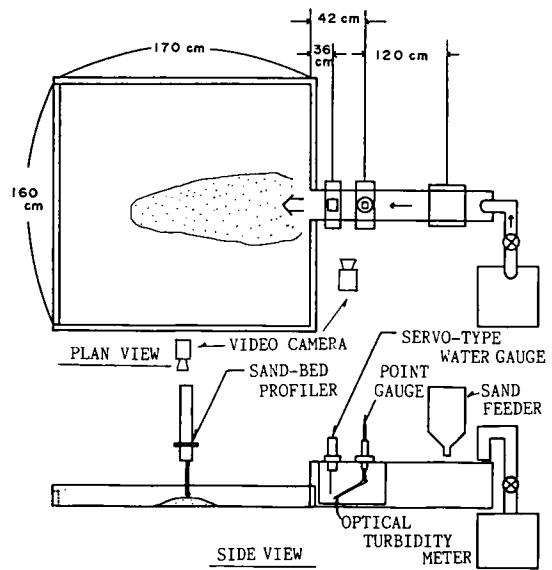


図3.22 堤内地における浮遊砂の堆積に関する氾濫実験装置

5分後の土砂の堆積厚の分布は給水を止め、氾濫台上の水を全て排水した後、XYZ位置測定・収録装置に付属した砂面計を用い、 8mm 間隔（台車の移動速度が 4cm/sec 、サンプリング周波数が 5Hz ）で自動計測・収録させ、それを解析して求めた。

さらに、図3.23に示すような実験装置を用いて、弯曲した河川の堤防決壊時における堤内地での浮遊砂の堆積現象に関する実験を行った。氾濫台は 1.7m 四方で、 x 軸方向に $1/200$ の勾配がついており、 y 軸方向には勾配はついていない。氾濫台に図3.24に示すような断面をもった弯曲河道を配置してある。堤防部分は厚さ 1mm の塩化ビニル製で、河道水が溢水しない程度の高さになっている。堤防の右岸の一

部に長さ10cmのゲート式破堤口を同じ材料で架設し、これを瞬時に引き抜くことで破堤を模擬する。河道部分は堤内地盤高より2.4cm低くなっており、破堤口から流入する土砂の大部分は浮遊砂となるようにしてある。氾濫台の周囲は右岸堤とアングルで囲まれており、氾濫した水と土砂は河道部下流端付近に設けられた幅10cmの排水口のみから段落ち形式で流出するようになっている。氾濫台の表面はペンキ塗装仕上げで、粗度はつけない。

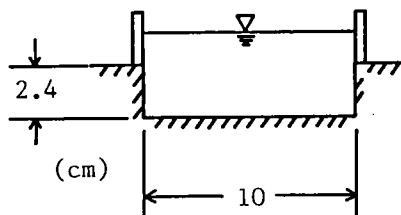


図3.24 弯曲流路の横断形状

用いた粒子材料は、比重1.21、平均粒径81 μ 、沈降速度3.2mmの塩化ビニル粉末である。実験方法は以下のようなものである。すなわち、まずこの塩化ビニル粉末を水槽で水によく馴染ませたうえでよく攪拌しながら、ほぼ所定の濃度になった段階で、流量1.08 l/secで河道部にポンプ供給する。河道の流れが定常状態になった段階で図3.23の点線で示した長さ10cmのゲートを瞬時に取り除くことにより破堤氾濫を生起させる。これより5分間通水し、堤内地の土砂堆積実験を行った。なお、堤内地には何も構造物を配置しない場合と、2.5×2.5×4cmの直方体のアクリル棒を2.5cm間隔で図3.25に示すように配置した場合の2通りの実験を行った。

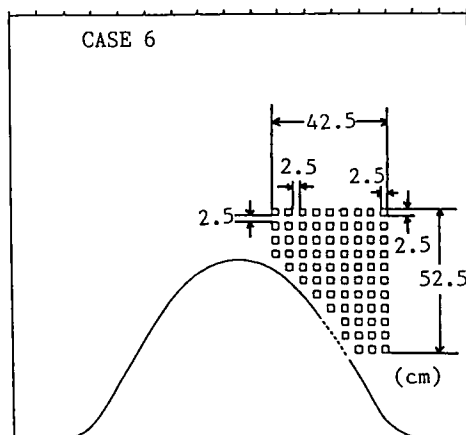


図3.25 ブロックの配置

表3.4 堤内地における浮遊砂の堆積に関する実験条件

測定項目とその方法は以下のようである。すなわち、河道の下流端流出条件としての水位をサーボ式水位計で計測し、河道への供給土砂濃度をサンプル採取によって計測し、土砂氾濫・堆積形状を実験装置上部に設置したビデオカメラにより収録し、5分後の土砂堆積厚

CASE	Outflow Condition	Water Supply Condition
CASE 1	From Downstream End	Bore Type
CASE 2	"	Steady Flow Type
CASE 3	From Both Sides and Downstream End	Bore Type
CASE 4	"	Steady Flow Type
CASE 5	Meandering River Bank Breach	No House Blocks
CASE 6	"	House Blocks

さの分布をメジャーにより計測した。以上の実験条件を表3.4に示す。

(2) 堤内地における浮遊砂の堆積に関する数値シミュレーション

数値計算に用いた基礎式は3.3.1で用いた断面平均諸量に関する基礎式を二次元に拡張した以下の諸式である。

x 方向の運動量式：

$$\frac{\partial}{\partial t}(uh) + \frac{\partial}{\partial x}(u^2h) + \frac{\partial}{\partial y}(uvh) = gh \sin \theta_x - gh \cos \theta_x \frac{\partial(z_b + h)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} \dots \dots \dots (3.40)$$

y 方向の運動量式：

$$\frac{\partial}{\partial t}(vh) + \frac{\partial}{\partial x}(uvh) + \frac{\partial}{\partial y}(v^2h) = gh \sin \theta, -gh \cos \theta, \frac{\partial(z_b + h)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} \dots\dots\dots(3.41)$$

流体の連続式：

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(uh) + \frac{\partial}{\partial y}(vh) = 0 \dots\dots\dots(3.42)$$

浮遊砂の連続式：

$$\frac{\partial}{\partial t}(ch) + \frac{\partial}{\partial x}(cuh) + \frac{\partial}{\partial y}(cvh) = w_0(c_{bs} - c_b) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hD_x \frac{\partial c}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(hD_y \frac{\partial c}{\partial y}\right) \dots\dots\dots(3.43)$$

河床の連続式：

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} + w_0 c_{bs} - w_0 c_b \right) = 0 \dots\dots\dots(3.44)$$

掃流砂量の x および y 方向への配分は、3. 2. 1 で述べた方法により行うことにする。抵抗則も同じように次式で示される Manning 式を用いる。

$$\tau_{bx}/\rho = gn^2 u \sqrt{u^2 + v^2} / h^{1/3}, \quad \tau_{by}/\rho = gn^2 v \sqrt{u^2 + v^2} / h^{1/3} \dots\dots\dots(3.45)$$

ここに、諸量の添字 x および y はそれぞれ x および y 方向成分を意味する。u_{*} および τ_{*} には、(3.45) 式から算定される値を用いることにする。u_{*ex}、u_{*ey}、τ_{*ex} および τ_{*ey} は、次式で評価できるものとする。

$$\frac{\bar{u}}{u_{*ex}} = 6.0 + 5.75 \log \frac{h}{d_m(1 + 2\tau_{*x})}, \quad \tau_{*ex} = \frac{u_{*ex}^2}{sgd_m} \dots\dots\dots(3.46)$$

$$\frac{\bar{v}}{u_{*ey}} = 6.0 + 5.75 \log \frac{h}{d_m(1 + 2\tau_{*y})}, \quad \tau_{*ey} = \frac{u_{*ey}^2}{sgd_m} \dots\dots\dots(3.47)$$

(3) 差分方程式

(3.40) 式から (3.44) 式までを差分化する。その際、(3.40)～(3.42) 式の差分化は 1. 2. 2 で述べた方法とほぼ同様であるのでここでは省略する。これ以外の基礎式の差分化について検討する。V_s = ch, M = uh, および N = vh とおいて (3.43) 式を差分化すると以下ようになる。

$$\begin{aligned} & \frac{V_{i+1/2, j+1/2}^{n+3} - V_{i+1/2, j+1/2}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{(cM)_f - (cM)_b}{\Delta x} + \frac{(cN)_f - (cN)_b}{\Delta y} \\ & = w_0(c_{b_{i+1/2, j+1/2}}^{n+1} - c_{b_{i+1/2, j+1/2}}^{n+1}) + \frac{CFF_x - CFB_x}{\Delta x} + \frac{CFF_y - CFB_y}{\Delta y} \dots\dots\dots(3.48) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} \{(cM)_f - (cM)_b\} &= \left\{ \begin{aligned} & c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} M_{i+1, j+1/2}^{n+2} - c_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} M_{i, j+1/2}^{n+2}, \quad (M_{i+1, j+1/2}^{n+2} \geq 0, M_{i, j+1/2}^{n+2} \geq 0) \\ & = c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} M_{i+1, j+1/2}^{n+2} - c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} M_{i, j+1/2}^{n+2}, \quad (M_{i+1, j+1/2}^{n+2} \geq 0, M_{i, j+1/2}^{n+2} < 0) \\ & = c_{i+3/2, j+1/2}^{n+1} M_{i+1, j+1/2}^{n+2} - c_{i-1/2, j+1/2}^{n+1} M_{i, j+1/2}^{n+2}, \quad (M_{i+1, j+1/2}^{n+2} < 0, M_{i, j+1/2}^{n+2} \geq 0) \\ & = c_{i+3/2, j+1/2}^{n+1} M_{i+1, j+1/2}^{n+2} - c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} M_{i, j+1/2}^{n+2}, \quad (M_{i+1, j+1/2}^{n+2} < 0, M_{i, j+1/2}^{n+2} < 0) \end{aligned} \right\} \dots\dots(3.49) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \{(cN)_f - (cN)_b\} &= \left\{ \begin{aligned} & c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} N_{i+1/2, j+1}^{n+2} - c_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} N_{i+1/2, j}^{n+2}, \quad (N_{i+1/2, j+1}^{n+2} \geq 0, N_{i+1/2, j}^{n+2} \geq 0) \\ & = c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} N_{i+1/2, j+1}^{n+2} - c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} N_{i+1/2, j}^{n+2}, \quad (N_{i+1/2, j+1}^{n+2} \geq 0, N_{i+1/2, j}^{n+2} < 0) \\ & = c_{i+1/2, j+3/2}^{n+1} N_{i+1/2, j+1}^{n+2} - c_{i+1/2, j-1/2}^{n+1} N_{i+1/2, j}^{n+2}, \quad (N_{i+1/2, j+1}^{n+2} < 0, N_{i+1/2, j}^{n+2} \geq 0) \\ & = c_{i+1/2, j+3/2}^{n+1} N_{i+1/2, j+1}^{n+2} - c_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} N_{i+1/2, j}^{n+2}, \quad (N_{i+1/2, j+1}^{n+2} < 0, N_{i+1/2, j}^{n+2} < 0) \end{aligned} \right\} \dots\dots(3.50) \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} CFF_x &= 5.86 (c_{i+3/2,j+1/2}^{n+1} - c_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}) / \Delta x \cdot u_{*i+1,j+1/2}^{n+2} \{ (h_{i+3/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}) / 2 \}^2 \\ CFB_x &= 5.86 (c_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} - c_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}) / \Delta x \cdot u_{*i,j+1/2}^{n+2} \{ (h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}) / 2 \}^2 \\ CFF_y &= 5.86 (c_{i+1/2,j+3/2}^{n+1} - c_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}) / \Delta y \cdot u_{*i+1/2,j+1}^{n+2} \{ (h_{i+1/2,j+3/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1}) / 2 \}^2 \\ CFB_y &= 5.86 (c_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} - c_{i+1/2,j-1/2}^{n+1}) / \Delta y \cdot u_{*i+1/2,j}^{n+2} \{ (h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i+1/2,j-1/2}^{n+1}) / 2 \}^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots (3.51)$$

河床の連続式の差分化は以下になる。

$$\frac{z_{b_{i+1/2,j+1/2}}^{n+3} - z_{b_{i+1/2,j+1/2}}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{q_{bx_{i+1/2,j+1/2}}^{n+2} - q_{bx_{i,j+1/2}}^{n+2}}{\Delta x} + \frac{q_{by_{i+1/2,j+1}}^{n+2} - q_{by_{i+1/2,j}}^{n+2}}{\Delta y} \right) + w_0 (c_{b_{i+1/2,j+1/2}}^{n+3} + c_{b_{i+1/2,j+1/2}}^{n+1}) = 0 \dots\dots (3.52)$$

以上が基礎方程式の差分表示式である。

(4) 計算条件および境界条件

ここでは、CASE 1, CASE 2, CASE 5およびCASE 6について計算を実行した。まずCASE 1およびCASE 2について述べる。計算に用いた諸量は以下のようなものである。すなわち、CASE 1およびCASE 2に関しては、空間差分間隔 $\Delta x = \Delta y = 5\text{cm}$ 、時間差分間隔 $\Delta t = 1/500\text{秒}$ とし、Manningの粗度係数は土砂が存在するメッシュに対しては $n=0.025$ とし、土砂が堆積していないメッシュに対しては $n=0.01$ とした。初期条件は、CASE 1ではdry bedとし、CASE 2では5分間給水のみを行った氾濫計算を行い、定常氾濫場を作成して流速・水深を求め、これらを初期条件として与えた。流入境界条件には、図3.26に示す破堤口近傍での水深、断面平均濃度および流量の実測値を与えた。流出条件には流量フラックスに関して以下に示す越流公式を用いた。

$$M = 0.35 (h + z_b - h_0) \sqrt{2(h + z_b - h_0)} \dots\dots (3.53)$$

ここに、 h_0 は下流端の堰高である。浮遊砂濃度フラックスに関しては、 $d(cuh)/dx=0$ とした。掃流砂量に関しては、下流端の地盤高が堰高を越すまではゼロとし、下流端での土砂堆積が進行して地盤高が堰高を越せば、 $dq_{bx}/dx=0$ あるいは $dq_{by}/dy=0$ とした。渦動拡散係数と渦動粘性係数との比 γ に関しては、図3.27および図3.28に示した流入境界での実測濃度分布と、Lane-Kalinskeの濃度分布式との比較から、 $\gamma=2$ を用いることにした。分散係数に関しては、一次元の場合と同様に $D_x = 5.86 hu_{*x}' D_y = 5.86 hu_{*y}$ と仮定した。

つぎにCASE 5およびCASE 6の実験に対する計算条件および境界条件について述べる。空間差分間隔は $\Delta x = \Delta y = 2.5\text{cm}$ 、差分時間間隔は $\Delta t = 1/250\text{sec}$ である。CASE 1の計算における Δx より小さい値であるのに Δt が大きくなっているのは、CASE 1やCASE 2の計算はかなり安全側に Δt を採ったからである。また、Manningの粗度係数の値はCASE 1やCASE 2の計算と同様、土砂が堆積しているメッシュでは $n=0.025$ とし、土砂が堆積していないメッシュでは $n=0.01$ とした。初期条件は、3分間所定の土砂濃度

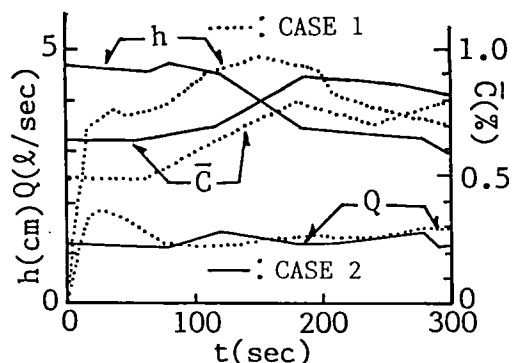


図3.26 破堤口近傍における水理量の時間変化に関する実験値

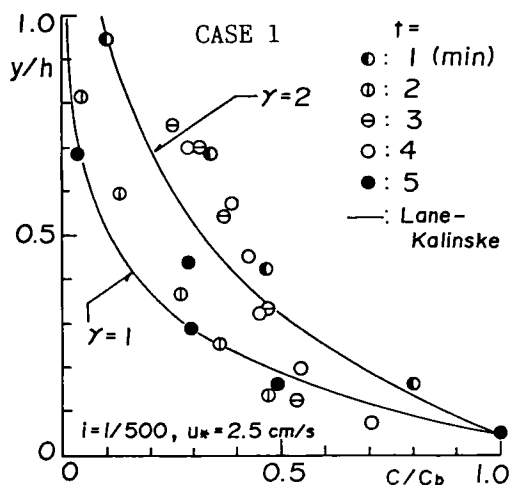


図3.27 破堤口近傍における浮遊砂の濃度分布 (CASE 1)

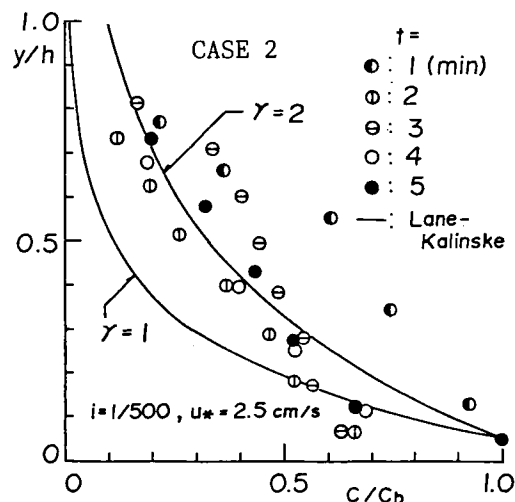


図3.28 破堤口近傍における浮遊砂の濃度分布 (CASE 2)

の水を河道の最上部から所定の流量で与えて定常状態を作成して求めた。CASE 5およびCASE 6における河道への流入境界濃度には実測値を用いることとし、各々2.38%、2.08%で、流量は両者とも1.08 l/secである。その際、河道内の土砂堆積は無いとして、河床変動計算を行わないものとした。実際、実験においてもこのことは確認されている。下流端条件は図3.29に示す実測水位を与えたが、流出土砂量および流量は、それぞれ $dq_{bx}/dx=0$ 、 $dM/dx=0$ とした。なお、排水口からの流出に関しては、実験条件のとおり、段落ち流れとし、流出土砂に関しては $dq_{bx}/dx=0$ とした。また、 $u_{*c}=\sqrt{0.05sgd_m}$ とした。

(5) 実験結果と計算結果との比較

まず、CASE 1～CASE 4の実験結果の検討と、CASE 1およびCASE 2の実験結果と計算結果の比較検討を行う。図3.30は各ケースの土砂堆積厚の分布の実験結果を三次元的に示したものである。これらの図より、破堤口中心線に沿って直線的に堆積域が形成され、破堤口で最も堆積厚が大きく、それより下流に沿ってかなり顕著な河床波が形成されていることがわかる。実験時間内では三方向排水の場合は下流部での堆積厚が若干小さくなり、その分堆積範囲が広がっているようであるが、排水方法の違いによる堆積厚や堆積範囲の違いは顕著ではない。これは、両側壁からの越流流出によって横方向（ y 方向）流れが生じるが、それによる土砂輸送よりも破堤口中心線に沿った輸送が卓越するからだと考えられる。実際、図3.31に示した流れのパターンからもわかるように、破堤口中心線に沿って卓越

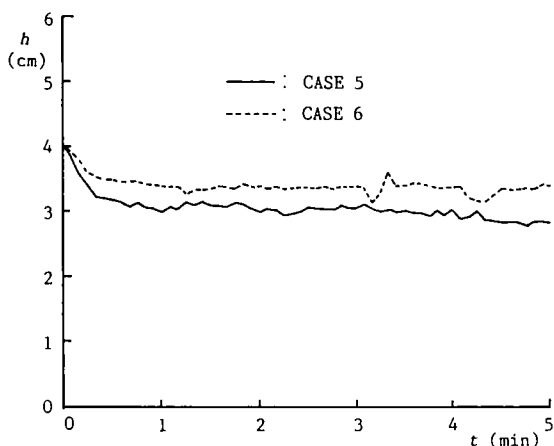


図3.29 弯曲流路下流端における水位の時間変化 (CASE 5,6)

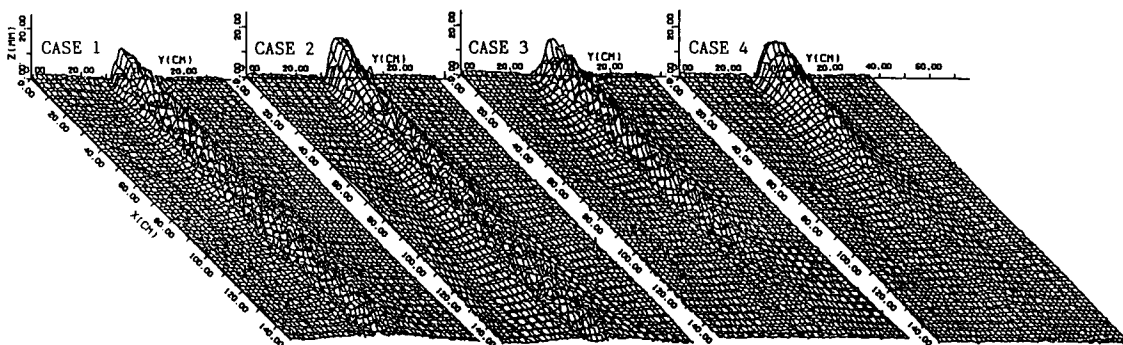


図3.30 浮遊砂の最終堆積厚に関する実験結果の3次的表示

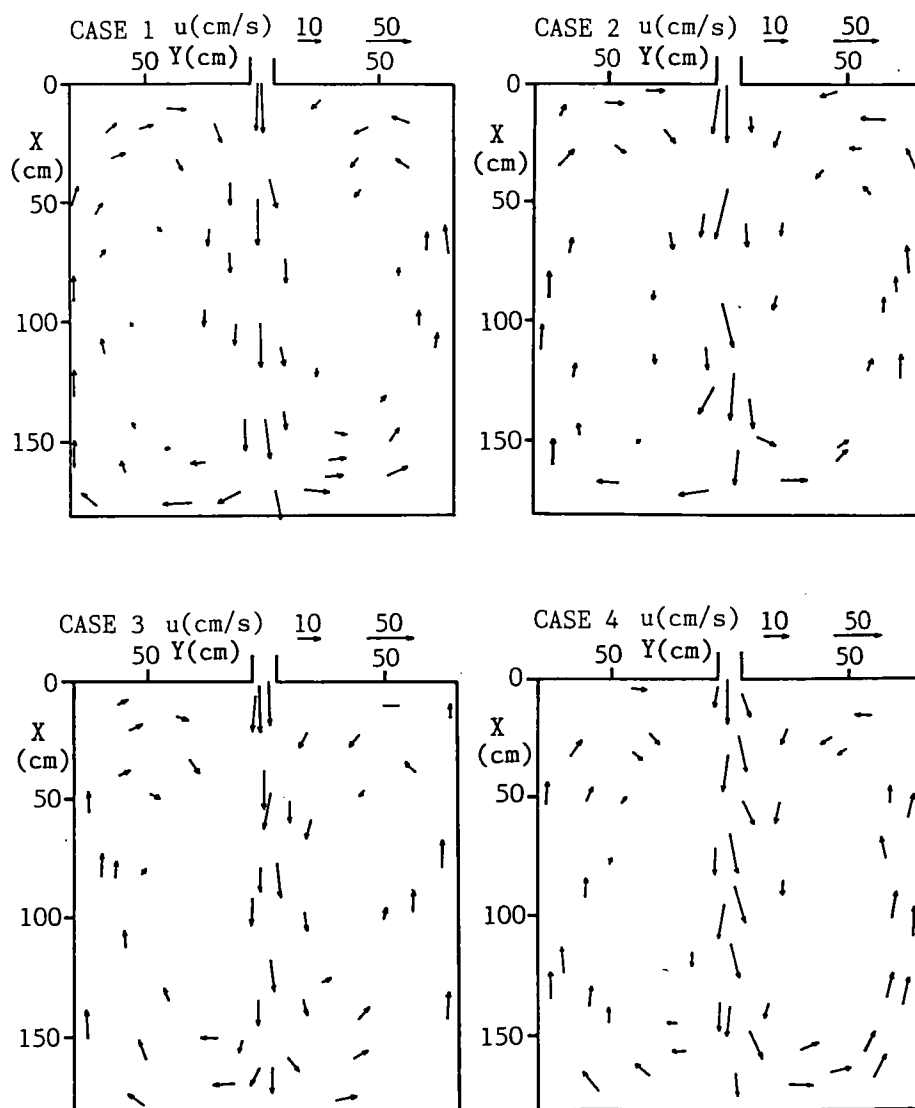


図3.31 堤内地における流れのパターンの実験値

した流れがあるが、この流れで誘起される循環流によって、横方向への物質輸送が阻害されるものと思われる。

図3.32はCASE 1の各時刻における堆積範囲の実験値と計算値とを比較したものである。 $t=10$ 秒においては両者とも三日月形の堆積形状を呈し、 $t=40$ 秒では破堤口中心線上で下流側に堆積域と侵食域が延び、 $t=300$ 秒には下流部で堆積範囲が拡がることなく線状に堆積している。計算結果はこのような傾向がある程度再現できているが、破堤口近傍での堆積がより顕著にでてくる。

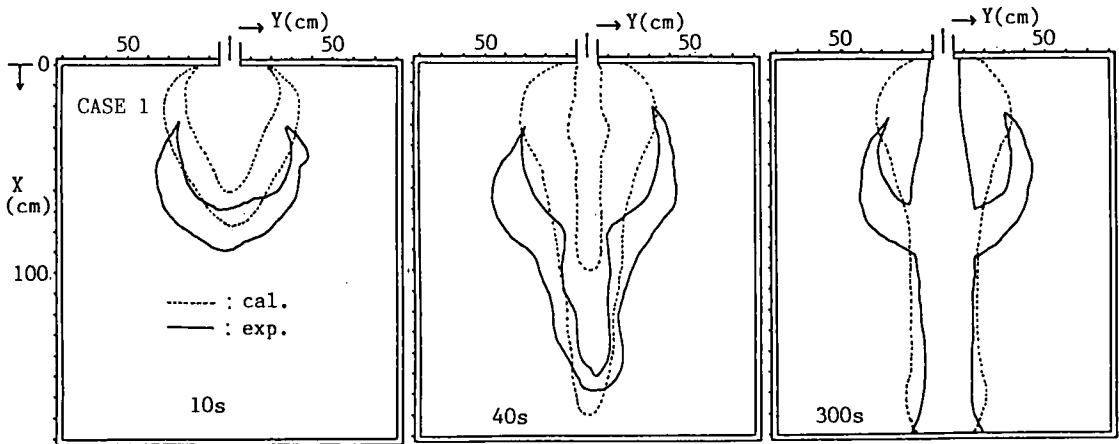


図3.32 浮遊砂の堆積過程に関する実験値と計算値との比較 (CASE 1)

図3.33(a)および(b)は、それぞれ $t=300$ 秒におけるCASE 1およびCASE 2の堆積厚の分布に関する計算結果を示したものである。CASE 1では破堤口の両側と破堤口中心線上に沿った堤内地中央部で土砂堆積厚が大きくなっていることやCASE 2では下流端付近での土砂堆積厚が大きく計算されていることを除けば計算結果は実験結果を比較的良好に説明している。実験結果と異なった部分が生じた原因としては次のようなことが考えられる。すなわち、CASE 2では、流入境界からの土砂の供給がある以前に図3.34に示すような、実験でも見られた様な強い循環流が計算でも生じており、土砂の流入が始まっ

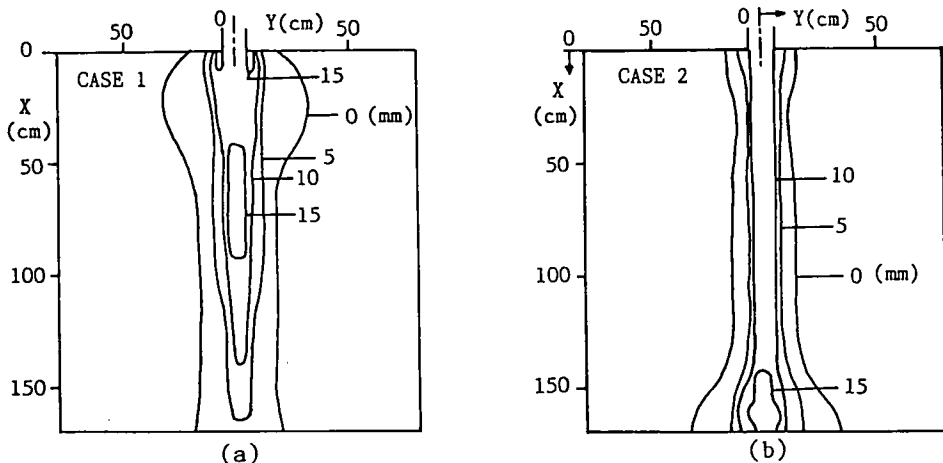


図3.33 5分後の土砂堆積厚に関する計算結果

た直後から下流端への土砂輸送が活発になっているのに掃流砂の下流端条件は地盤が土砂の堆積により堰高まで高くなないと流出しないとしたこと、土砂堆積により河床勾配が縦横断方向に時々刻々変化するような場で平衡流砂量式が適用可能かどうかということ、実験結果からもわかるように、実験ではかなり顕著な河床波が形成されているが、これにともなう流水抵抗の変化が計算では考慮されていないことおよび流入境界では浮遊砂濃度と給砂量との差から掃流砂量を求めてこれを掃流砂量フラックスとして与えているが実際には掃流砂量は計測しておらず、計算で与えた掃流砂量フラックスが妥当であったかどうか等、種々の原因が考えられる。CASE 1では氾濫場の中央で堆積厚が最大になっており、破堤口でもある程度土砂堆積が生じているが、掃流砂量を流入境界で与えなかった計

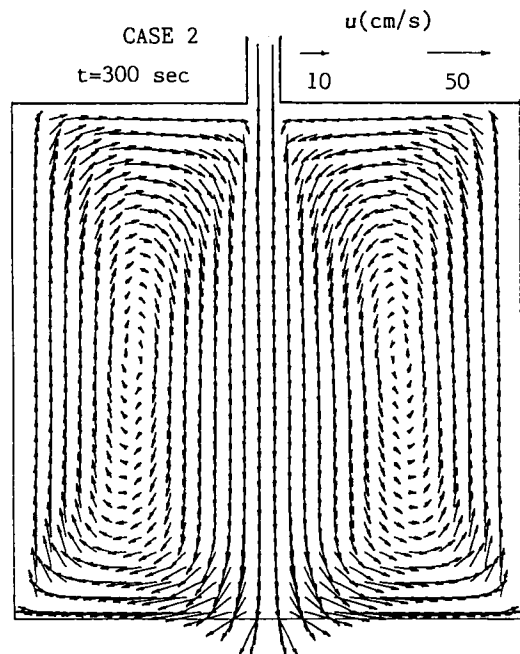


図3.34 流れのパターンの計算値 (CASE 2)

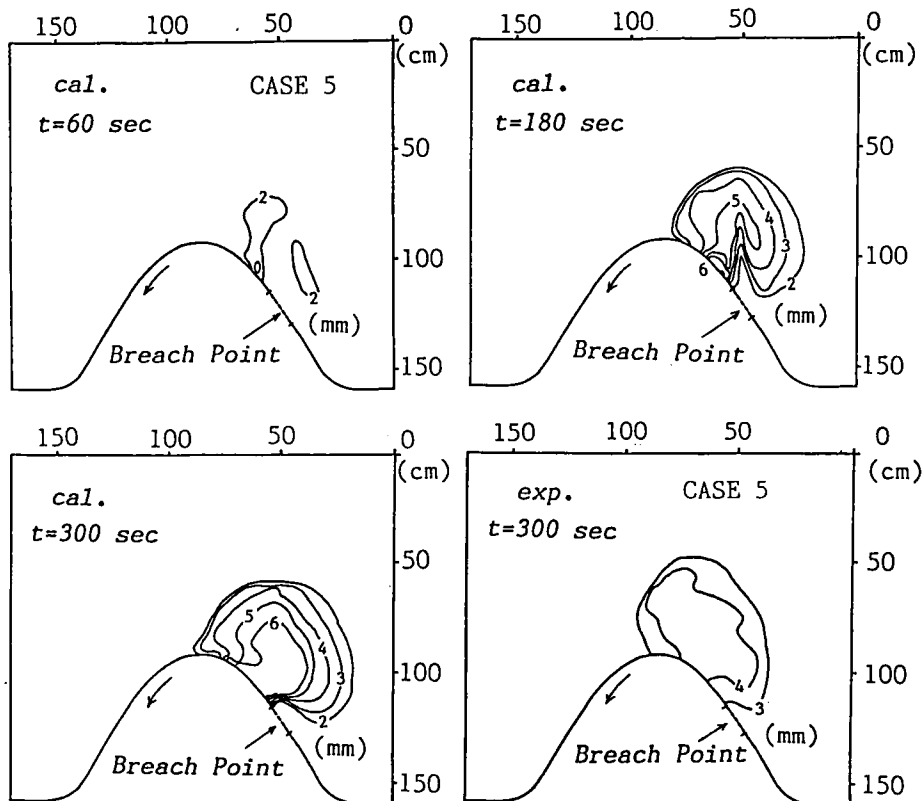


図3.35 土砂堆積厚に関する計算結果と実験結果との比較 (CASE 5)

算では、破堤口前面で土砂堆積が無い部分もでてきており¹⁸⁾、掃流砂量に関する流入流出条件がかなり計算結果に影響している様である。下流端で土砂流出があるような場合の境界条件の設定法をさらに検討する必要がある。

つぎに、CASE 5およびCASE 6について検討する。図3.35はCASE 5の破堤1,3および5分後の土砂堆積厚の分布に関する計算結果と5分後の実験値を比較したものである。計算値の堆積厚は実験値よりも若干大きくなっている。この理由としては、堤内地は河道河床よりも2.4cm低くなっているため、実験では濃度分布の薄い部分が破堤口から流入するため、断面平均濃度を用いた計算では流入土砂濃度を過大に見積っている可能性があることが考えられる。堆積範囲については、計算値は下流側への偏倚と延びが少ないものの、比較的よく実験値を再現している。図3.35の各時刻に対応した流速分布を図3.36に示す。実験では破堤口から流入する方向が下流側に偏倚しているが、計算では直線的にy方向に流入している。これは、実験水路が曲線流路であるのに対し、計算では正方形格子を用いたために偏倚成分が現れにくくなったことが原因と思われる。

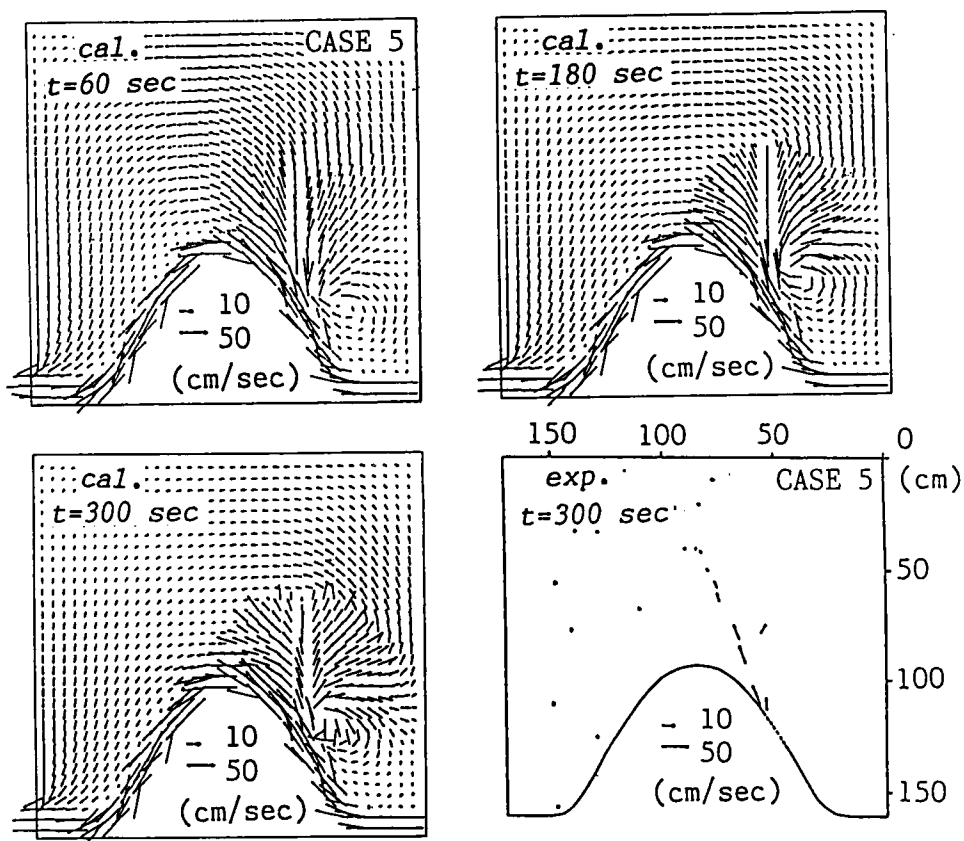


図3.36 流れのパターンに関する計算結果と実験結果との比較 (CASE 5)

図3.37はCASE 6の破堤開始5分後の土砂堆積厚の分布に関する計算値と実験値とを比較したものである。計算結果の堆積形状は、弯曲部頂点付近を除き、比較的良く実験結果を再現している。弯曲部頂点での両者の相違は、実験では氾濫土砂がブロック間の空隙よりもむしろ堤防とブロックとの空隙

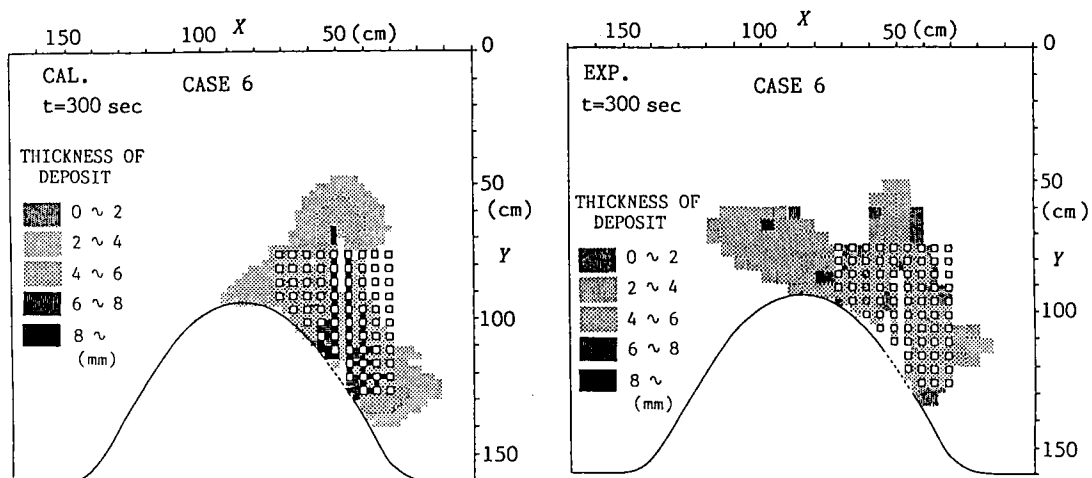


図3.37 土砂堆積厚に関する計算結果と実験結果との比較 (CASE 6)

に沿って輸送されやすいのに対し、計算では正方格子を用いているので、堤防とブロックとの空隙の斜めの強い流れが評価しにくいので、ここを通過して輸送される土砂による堆積規模が小さくなったものと考えられる。また、計算では、破堤口近傍のブロック背後における土砂堆積厚が大きくなっている。実験でもこの傾向はあるが計算ではこの傾向が顕著である。図3.38は、破堤5分後の流速ベクトルの分布に関する実験値と計算値とを示したものである。同図より、計算では上方（ $-y$ 側）および右方（ $-x$ 側）に向かうブロック間の流速が比較的大きくなっており、堤防に沿った左上方への流れはあまり強くないことがわかる。このことから前述したような土砂堆積域に関する実験値と計算値との違いの原因が確認できる。ブロック間の死水域にトレーサーが補足されて広い範囲に分布しなかったため、実験値の流速ベクトルの数が少ないので厳密な比較ができないが、実験値はやはり堤防に沿った流れが強いことを示している。このような問題点はあるものの、全体的には、正方格子を用いた計算でも比較的实验結果をよく再現しているものと思われる。

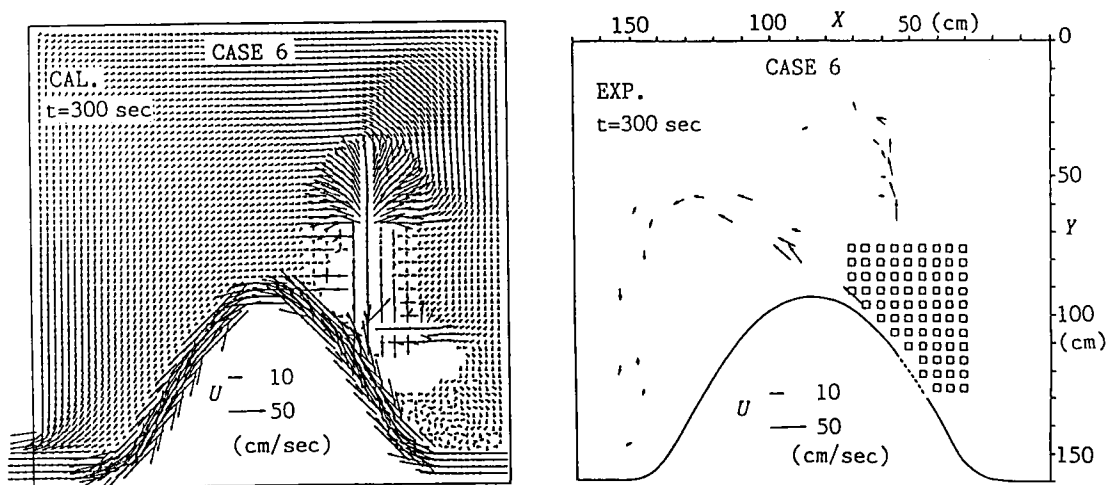


図3.38 流れのパターンに関する計算結果と実験結果との比較 (CASE 6)

3. 4 巨椋流域を対象とした土砂堆積に関する数値シミュレーション

前節では、掃流砂による二次元の河床変動計算および掃流砂と浮遊砂を考慮した二次元の河床変動計算法を示し、その適用性を水理実験により検証した結果、このモデルである程度実験結果を説明し得ることがわかったので、ここでは実際の流域にこのモデルを適用し、破堤氾濫に伴う土砂氾濫・堆積現象について検討してみる。

3. 4. 1 破堤モデル

実際の破堤現象は、堤体の複雑な内部構造や各種の河川構造物の影響があって、破堤箇所、破堤規模およびその拡幅過程の予測はかなり困難である。そのため、これまで個々の破堤原因や外水氾濫の実態調査^{16), 17), 18)}や実験的、理論的研究^{19) - 24)}がなされているが、一般的なモデル化には至っていないのが現状である。したがって、堤体の拡幅に伴う外水や土砂の流入についての定量的な評価は、堤内地の氾濫のかなり支配的な要因であるにもかかわらずほとんど未解明である。藤田ら^{25), 26)}は、氾濫解析への合理的な境界条件を与えるには、堤防決壊口周辺の水理特性を明らかにしてその拡大過程を予測することが重要であるという観点にたつて、河川堤防決壊口の拡大過程に関する詳細な実験を行った。その結果、破堤口の最終形状や拡幅過程の特徴を明らかにするとともに、決壊口を通過する流量と流砂量に検討を加えて、流砂量に関しては掃流砂に限れば堤敷通過直後には通常の流砂量式がほぼ適用できることを見いだしている。彼らが使用した土砂は非粘着性であるため、河川流のある実験では通水中、上下流方向への拡幅が進行し、最終的な破堤幅や形状を予測することは困難であると思われる。実際には洪水の非定常性がかかなり影響するものと思われるが、これを考慮した実験や理論解析は現段階ではほとんど不可能であろう。

そこで、本研究では破堤幅を2章で行った場合と同様であるとし、最終的な破堤形状やそれに至るまでの時間を変化させ、さらに堤体本体からの流出土砂が掃流形式で境界条件として与えられる場合とその影響を考慮しないで河道からの浮遊砂の流入のみを考慮する場合を考え、想定破堤地点を2章で行ったように種々変化した堤内地の河床変動計算を行う。計算条件の詳細は次節で述べる。

図3.39は、木津川、宇治川および桂川の三川合流地点から上流約6~31kmの区間における木津川堤防標準横断面形を示したものである。

堤体の横断面形は破線で示されるようなほぼ台形状をしており、いま、堤防天端高を B_1 m、破堤口前面の堤内地地盤高を B_2 m とし、堤体の相似形を仮定して、この台形の面積と同じ長方形で堤体の横断面形を近似できるものとすれば、堤防高が $(B_1 - B_2)$ m の堤防の厚さ D は次式で与えられる。

$$D = 2.6 (B_1 - B_2) \quad (\text{m}) \quad \dots\dots\dots (3.54)$$

破堤部に相当する各堤防格子の地盤高を15分で堤内地地盤高まで下げて破堤とする場合には、単位時

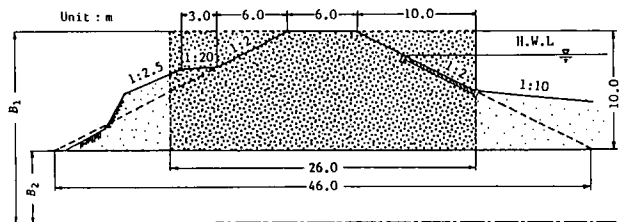


図3.39 木津川、宇治川および桂川の三川合流地点から上流約6~31kmの区間における木津川堤防標準断面形

間、単位幅あたりに減少する堤体の体積から堤内地に流出する土砂量を次式で評価できる。

$$q_b = 2.6(B_1 - B_2)^2 / 900 \text{ (m}^2/\text{s)} \cdots \cdots (3.55)$$

ここでは、掃流砂としてこれが堤内地へ流出するものとする。P2地点の破堤形式にはこの方式と、図3.40に示すような最終破堤形状をとる場合を考える。すなわち、各破堤格子の地盤高の低下速度が異なり、中央部の破堤格子の低下速度が一番速く、その両側ほど遅くなっていき、1時間で図に示したようなU字形をした破堤形状になってそれ以後は変化しないような場合を考える。このとき、堤体からの流出土砂量は次式で与えられる。

$$q_b = 2.6(B_1 - B_2)(B_1 - B_3) / 3600 \text{ (m}^2/\text{s)} \cdots \cdots (3.56)$$

ここに、 B_3 は各破堤格子の最終地盤高で、図3.40に太い破線で示した値を仮定している。ただし、1格子を破堤格子に選んでいるため、長方形で近似した堤体の体積と格子の地盤高の低下に伴う堤体の体積とは一致しないが、土砂量を一致させることを重要視して、多い分は消失したと考える。また、堤内地地盤高 B_2 は侵食あるいは堆積により時間的に変化し、 q_b 自体もそれによって変化するはずであるが、ここでは B_2 は河床変動計算によって時間的に変化はするが、給砂量で用いる B_2 は初期の値をとることとして給砂量そのものは変化しないとする。

3. 4. 2 計算条件

計算に用いるハイドログラフは2章で用いたものと同じである。破堤口から流入する河道水の浮遊砂濃度は、村本ら²⁷⁾の研究成果を参考にして次式で与えられるものとした。

$$C_{1N} = 5 \times 10^{-5} (\Delta y \text{ or } \Delta x) \cdot (M \text{ or } N) \cdots \cdots (3.57)$$

破堤口から流入する浮遊砂量フラックス q_s は、図3.41に模式的に示すように簡単のため斜め方向からの流入は考えないことにすれば、次式で与えられる。

$$q_s = C_{1N} (M \text{ or } N) = 5 \times 10^{-5} (\Delta y \text{ or } \Delta x) \cdot (|M| M \text{ or } |N| N) \cdots \cdots (3.58)$$

計算条件をまとめると表3.5のようになる。すなわち、破堤地点をP1としたCASE Asでは河道からの

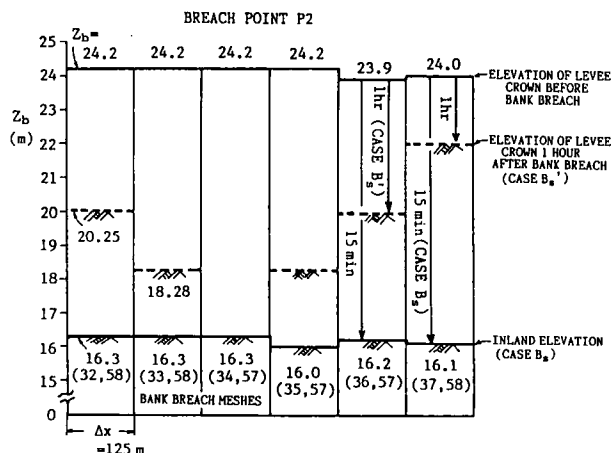


図3.40 P2破堤地点の破堤形状

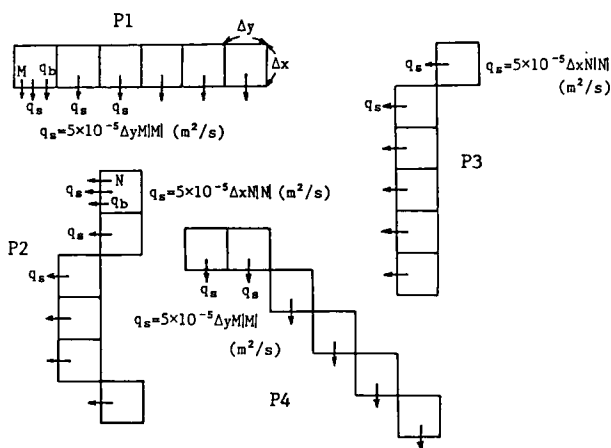


図3.41 破堤口から流入する浮遊砂量
フラックスの与え方

浮遊砂の流入と堤体土砂の掃流砂としての流入を考慮し、CASE A_s'では堤体土砂の流入は考えず、河道からの浮遊砂の流入のみを考慮し、堤体土砂の流入による河床変動の影響を検討する。破堤地点がP2であるCASE B_sでは、破堤が完了するまでに要する時間を15分とした場合と図3.40に太い破線で示したような破堤口の形状に破堤開始から1時間となるような場合を考え、破堤形状が異なる場合の影響を検討する。CASE C_sおよびCASE D_sは、それぞれ破堤点がP3およびP4地点の場合で、破堤開始15分で破堤格子の地盤高が堤内地の地盤高になるとし、堤体土砂の掃流砂としての流入と河道からの浮遊砂の流入を考慮し、破堤位置の違いに注目した計算ケースである。なお、各計算ケースで、1. 2. 3で示した通過率を用いた堤内地家屋群の影響を考慮した氾濫計算を実行するが、実際には家屋が多数存在するために河床変動がほとんど生じないと思われるような格子内でも、掃流力はかなり減少するが若干の河床変動が生じるものと思われる。また、河道からの掃流砂の流入は考えていない。実際にはウォッシュロードなどのかなり細かい粒径の土砂が流入してくると思われるが、ここでは、一粒径を代表粒径に選び、こういった取り扱いでどの程度二次元の河床変動計算が可能であるかを検討することにする。堤体土砂の粒径と流入浮遊砂の粒径とを同じにすることにはかなり問題があろうが、代表的な実際の堤体土砂の粒度曲線²⁸⁾を示した図3.42からもわかるように、広い粒度範囲をとっているがかなり細かい粒径からなる堤体が多く、代表粒径として $d_m=120\mu$ 程度を選んでみた。この程度の粒径では、浮遊砂としても十分挙動し得るものと思われるが、この粒径から成る堤体土砂が掃流形式で供給されるところに一粒径を対象とした河床変動計算の限界があるものと思われる。なお、実際には舗装道路や家屋が存在している格子でも河床変動があることになり、若干実際とは矛盾した取り扱いであるが、堤内地の全ての格子は平均粒径 d_m から成る移動床であるとする。

3. 4. 3 計算結果の考察

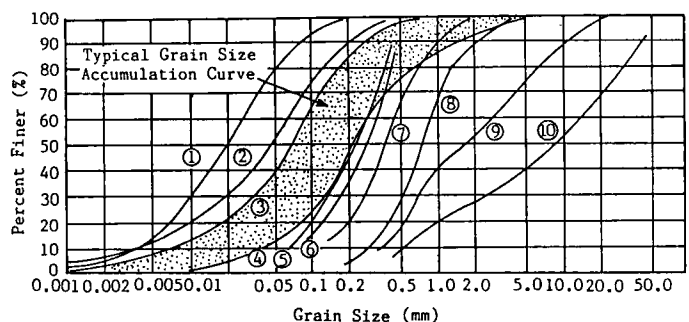
図3.43は、破堤発生から8時間後の各計算ケースに対する堤内地土砂堆積深あるいは侵食深の平面分布を示したものである。破堤地点の相違により堤内地の土砂堆積深、侵食深の分布も大いに異なるがまず、P1破堤点で掃流砂としての堤

表3.5 計算条件

CASE	BREACH POINT	CONDITION OF BANK BREACH
A	P1	15 MIN REQUIRED, SUS+BED
A _s '	P1	15 MIN REQUIRED, SUS
B _s	P2	15 MIN REQUIRED, SUS+BED
B _s '	P2	60 MIN REQUIRED, SUS+BED
C _s	P3	15 MIN REQUIRED, SUS+BED
D _s	P4	15 MIN REQUIRED, SUS+BED

*) SUS:Suspended load into inland at the breach point for the boundary condition is considered in calculation

SUS+BED:Both suspended load and bed-load into inland at the breach point for the boundary condition is considered in calculation



- | | |
|-----------------|----------------------------|
| ① Shinano River | ⑥ Shinano River(permeable) |
| ② Agano River | ⑦ Yahagi River |
| ③ Ibi River | ⑧ Yahagi River |
| ④ Naruse River | ⑨ Yoshino River |
| ⑤ Kiso River | ⑩ Yoshino River |

図3.42 代表的な実際の堤体土砂の粒度曲線

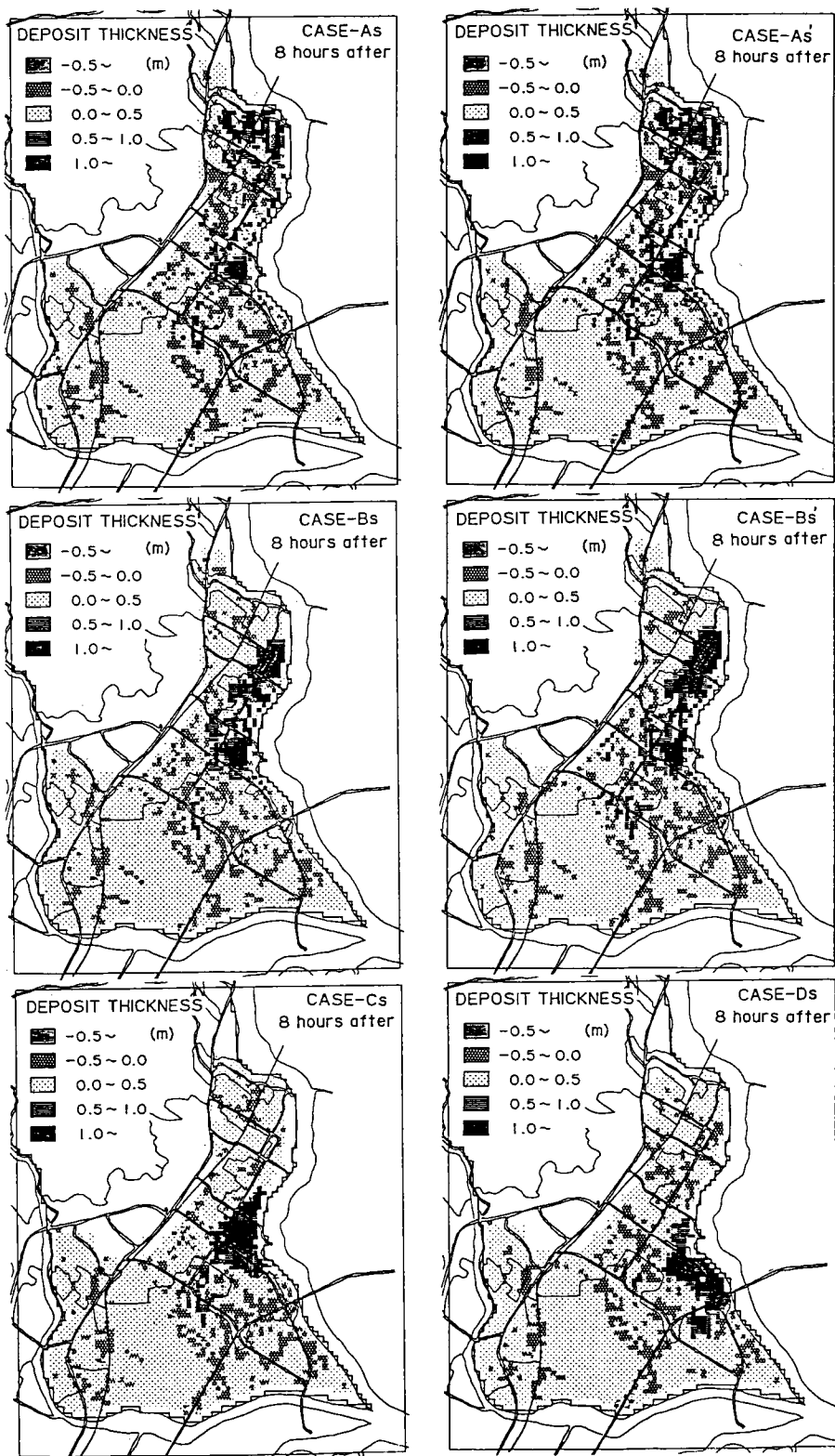


図3.43 破堤8時間後の堤内地の河床変動計算結果

体土砂の流入を考慮したCASE A_sと堤体土砂の流入を考えない（破堤口の堤防高が低くなっていき、低くなった部分は消失するとした取り扱い）CASE A_s'について検討しよう。土砂堆積厚、侵食深の分布に関してはほとんど両者は一致する。破堤点近傍では、おっ掘りとも見受けられるような一部かなり侵食が発達した部分があるが、堆積域が多く見られる。これは、国道24号線と接続する大久保バイパスが東西に走っており、その盛り土の影響と思われる。侵食域はかなり広い範囲に存在しているが、南北に走る大久保バイパス、巨椋池周辺部の近鉄京都線および国道1号線の盛り土および古川の堤防上の道路等、盛り土部分が侵食傾向にある。

図3.44は、前出の図2.48に示した各格子における地盤高の時間変化を示したものである。CASE A_sとCASE A_s'とは、破堤格子直前の(20,54)格子の地盤高の変化に違いがみられる他は両者に有意な差は見られない。この格子においても、破堤8時間後にはほぼ両者は同じ地盤高に推移していることがわかる。CASE A_sで破堤初期にこの格子の地盤高が1m程度上昇しているが、これが堤体土砂の影響ではないかと思われる。(40,50)格子の地盤高の減少がやや著しいが、この格子以外では、侵食深と堆積厚は高々1m程度であり、ほぼ妥当な結果となっているように思われる。

次に破堤形状と破堤完了までに要する時間が異なるCASE B_sとCASE B_s'の計算結果について検討しよう。土砂堆積厚あるいは侵食深の分布は両者ともほとんど差はないが、若干CASE B_s'の堆積規模が大きくCASE B_sの方が侵食規模は大きいようである。この場合、破堤口近傍では土砂堆積が著しく、破堤口より上流側でもかなり堆積し、破堤口下流側の一部に侵食域も見られる。図3.44のCASE B_sとCASE B_s'とを比較すれば、(35,51)格子の地盤高増加傾向がCASE B_s'の方が大きい程度でほとんど両者には差が見られない。(20,54)および(23,54)格子の地盤変化がほとんど無いことから、P1地点付近にはこの時点で浸水はしても土砂堆積の影響はほとんど無いことがわかる。また、CASE A_sあるいはCASE A_s'で侵食傾向にあった(38,50)、(40,50)の各格子はCASE B_sあるいはCASE B_s'では堆積傾向に変わっていることがわかる。以上より、洪水ハイドログラフの型や洪水継続時間にもよるが、破堤形状や破堤に要する時間の相違は最終的な土砂堆積厚の規模や堆積範囲にあまり影響しないことがわかる。破堤地点をP3地点にとったCASE C_sでは、土砂堆積域は破堤口付近に限られていることがわかる。P4地点に破堤点をとったCASE D_sでも同様である。これは、巨椋池干拓地での湛水によって掃流力が減少するために前方への土砂輸送能力が低下したためであると思われる。このことは図3.44のCASE D_sを見ても明らかである。CASE C_sでは破堤口前面の(49,46)および(52,45)の各格子では3mにも及ぶ土砂の堆積があるが、CASE D_sでは破堤口に近い(59,44)格子を除いてほとんど土砂堆積あるいは侵食が無く、かなりの湛水深ではあるが土砂の影響はあまり無いことがわかる。ただし、各ケースとも盛り土地盤の部分は侵食傾向となっている。実際は、このような部分は舗装道路や礫を敷いた鉄道路であったりするので、このようなことはないものと思われるが、全ての格子は粒径が120μの土砂からなっているためにこのような結果になったものと思われ、さらにきめの細かい解析をするには、混合粒径を考慮した河床変動計算を行う必要があろう。

3. 5 結 語

以上、本章においては氾濫水による浸水被害のみでなく土砂堆積による被害を見積るための手段と

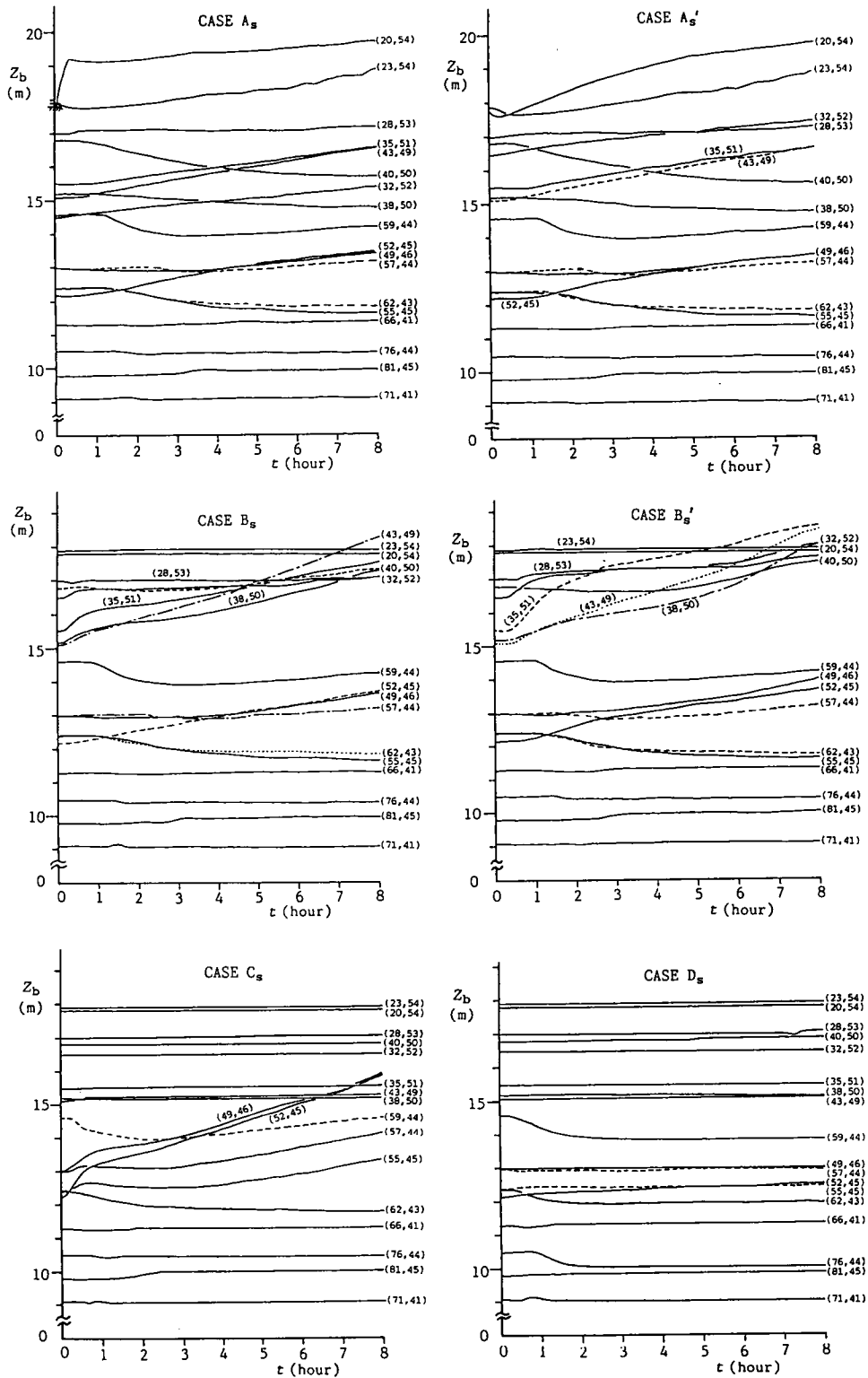


図3.44 図2.48に示した各格子における地盤高の時間変化

してのシミュレーション法を開発することを目的として、破堤氾濫に伴う土砂の氾濫・堆積現象に関する水理実験を行い、その結果を説明し得る二次元の河床変動の数値シミュレーション手法を提示した。得られた結果および問題点を列挙して結語とする。

1) 破堤によって堤体土砂が掃流砂として堤内地に堆積する場合を取り挙げ、まず掃流砂による平面二次元場における河床変動計算手法を示した。水理模型実験を行い、その結果をここで示した数値シミュレーション手法でどの程度再現できるかを検討した結果、TYPE I の河道流の偏倚があるような場における土砂氾濫に関しては、堤体土砂の流出に関する境界条件の与え方に若干不備な点はあったが、比較的良く実験結果を説明できることがわかった。河道流の偏倚が無いTYPE II の実験では定常氾濫場に給砂して、計算での境界条件を与え易くした。計算結果は堤内地の侵食域や堆積域を比較的良く再現しており、境界条件が適切に与えられればここで示した手法が実際現象にも適用可能であることが推察された。

2) 河道中の浮遊土砂が破堤口から堤内地に氾濫・堆積する現象を説明し得るモデルを提示し、水理実験によりモデルの妥当性を検討した。まず、一次元水路を用いた実験とそのシミュレーション結果より、断面平均諸量を用いた解析でもかなり良く実験結果が説明できることがわかった。ついで、この手法を二次元洪水氾濫場に適用した結果、堤内地の緩い循環流に規定された細長い堆積形状等をよく再現したが、破堤口から流出する掃流砂量成分の不確かさおよび掃流砂の流出に関する下流端条件設定の困難さから、堆積厚さの分布の再現にはやや問題点が残された。そこで、浮遊砂のみが破堤口から堤内地へ流出するような弯曲水路を用いた実験を行ってその数値シミュレーションを試みた。その結果、計算によって実験結果はかなりよく説明され、ここで示したモデルの妥当性が認められた。ただ、正方格子を用いたことの影響と思われる若干の相違があり、弯曲流路に対する正方格子の適用性についてはさらに検討を要する。

3) 本手法を巨椋流域に適用した。破堤地点や破堤形状、破堤に要する時間を変化させて計算した結果、破堤地点を変化させた場合、堤内地の条件により湛水規模や範囲が異なるために土砂堆積範囲や規模がそれにかなり影響されることがわかった。一方、破堤形状や破堤所要時間の違いは、土砂堆積範囲や規模にはほとんど影響しないことがわかった。ただし、洪水ハイドログラフの型や洪水継続時間の影響は実際にはあるものと思われるが、ここでは検討していない。

4) 単一粒径を代表した解析であるため、場所的な粒度分布構成を考慮できなかったために地盤高の高い盛り土部分での侵食が顕著であった。実際にはこのような部分は舗装道路であったり礫を敷いた鉄道路であったりするので、さらにきめの細かい解析をするにはウォッシュロードに対する粒径から2~3cm程度の砂礫までを含めた混合砂床、混合砂の流入を対象とした河床変動計算を行う必要がある。

参 考 文 献

- 1) 伊勢屋ふじ子・池田 宏・三上靖彦:1981年8月小貝川破堤地点における地形変化,筑波大学水理実験センター報告第6号,1984,p.117.
- 2) 村本嘉雄・藤田裕一郎・大久保賢治:洪水氾濫による堤内地の侵食と堆積 —三隅川の1983年水害

の場合一、京都大学防災研究所年報,第27号B-2,1984,pp.133-160.

- 3) 清水康之・板倉忠興:浮遊砂を考慮した河床変動計算手法,土木試験所月報,No.396,1986,pp.9-18
- 4) 芦田和男・岡部健士:貯水池堆砂の数値計算法に関する研究,京都大学防災研究所年報,第25号B-2,1982,pp.389-400.
- 5) 石川俊夫・花島政人・荒川 淳・東 晃:河川氾濫による土砂の分布について,水害の総合的研究,石狩川上流氾濫の第1回調査報告,柏葉書院,1948,pp.109-133.
- 6) 芦田和男・道上正規:移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究,土木学会論文報告集,第206号,1972,pp.59-69.
- 7) 岩垣雄一:限界掃流力の流体力学的研究,土木学会論文報告集,第41号,1956,pp.1-21.
- 8) 高橋 保・中川 一・加納茂紀:市街地における洪水氾濫と土砂堆積に関する研究,京都大学防災研究所年報,第27号B-2,1984,pp.497-511.
- 9) 高橋 保・中川 一・西崎丈能:堤防決壊による土砂および洪水氾濫に関する基礎的研究,土木学会年次学術講演会講演概要集Ⅱ,第41回,1986,pp.341-342.
- 10) 高橋 保・中川 一:河川堤防の決壊に伴う浮遊砂の堆積に関する研究,京都大学防災研究所年報,第30号B-2,1987,pp.597-609.
- 11) Takahashi,T., H.Nakagawa and M.Higashiyama: Sedimentation in Flood Plains Due to River Bank Breach,6th Cong.,APD of IAHR,Vol.Ⅱ-2,1988,pp.401-408.
- 12) Nakagawa,H., T.Takahashi and M.Higashiyama: Suspended Sediment Deposition in Flood Plains Due to Meandering River Bank Breach,4th Inter.Symp.on River Sedimentation,1989(in printing).
- 13) Coleman,N.L.: Flume Studies of the Sediment Transfer Coefficient,Water Resources Research,Vol.6,No.3,1970,pp.801-809.
- 14) 芦田和男・道上正規:浮遊砂に関する研究(1) -河床付近の濃度-,京都大学防災研究所年報,第13号B,1970,pp.233-242.
- 15) Elder,J.W.: The Dispersion of Marked Fluid in Turbulent Shear Flow,Jour.of Fluid Mech.,Vol.5,1959,pp.544-560.
- 16) 村本嘉雄・道上正規・藤田裕一郎:長良川の洪水災害,自然災害科学総合シンポジウム講演要旨集,第14回,1977,pp.41-44.
- 17) 石川忠晴:越水堤防調査,第36回建設省技術研究会報告,1982,pp.802-809.
- 18) 竹内洋市・小野秀雄・大海寺 勲:降雨による堤防崩壊について(中間報告),第36回建設省技術研究会報告,1982,pp.810-817.
- 19) 須賀堯三・石川忠晴・葛西敏彦:大規模な越水破堤実験,土木技術資料,Vol.23,No.3,1981,pp.117-122.
- 20) 吉野文雄・土屋昭彦・須賀堯三:越流水による堤防法面破壊特性,水理講演会論文集,第24回,1980,pp.351-356.
- 21) 道上正規・鈴木幸一・檜谷 治:越流による河川堤防の破壊特性,自然災害科学総合シンポジウム講演要旨集,第21回,1984,pp.373-376.

- 22) 宮本輝雄・古賀正人・谷本誠一・御船 勲:河川堤防の浸透越流実験,第35回建設省技術研究会報告,1981,pp.694-698.
- 23) 久楽勝行・吉岡 淳・細谷政和:洪水時及び豪雨時の堤体内の浸透流と堤防の安定性,土木技術資料,Vol.27,No.7,1985,pp.375-381.
- 24) 宇野尚雄:堤防護岸の浸透破壊と非定常不飽和浸透解析に関する研究,文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告書(河川堤防護岸の破壊条件の研究,研究代表者:赤井浩一),1977,pp.19-54.
- 25) 藤田裕一郎・田村多佳志・村本嘉雄:河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的研究,京都大学防災研究所年報,第27号B-2,1984,pp.369-392.
- 26) 藤田裕一郎・村本嘉雄・田村多佳志:河川堤防の決壊に伴う外水と土砂の流入について,京都大学防災研究所年報,第30号B-2,1987,pp.527-549.
- 27) 村本嘉雄・大久保賢治・森田純司:洪水氾濫による堤内地形の変化(2),土木学会関西支部年次学術講演会講演概要,1986,pp.Ⅱ-63-1-Ⅱ-63-2.
- 28) 土木学会編:土木工学ハンドブック,技報堂出版,1979,p.2176.

第4章 氾濫シミュレーション手法を用いた洪水被害の評価法に関する研究¹⁾

4. 1 概 説

わが国の地形や気象などの自然条件や人口や資産の都市集中、土地利用の高度化などの社会的条件によって、毎年各地で堤防決壊や溢流による洪水氾濫災害が発生し、多くの資産が失われ、人身被害も発生している。こういった状況下において、地域がどの程度の洪水氾濫被害を受ける危険性があるのかを知っておくことは、ハードおよびソフト対策を講じる上で大切であろう。その評価手法として、堤内地の地形、家屋や農地の分布状態や河道の弯曲等の地形条件を詳細に考慮した氾濫解析を行い、それから得られる水深や流速、湛水日数および氾濫土砂堆積厚の分布等の情報を用いた被害評価モデルにより、物的・人的な被害を定量的に評価するという方法が考えられる。このような研究はこれまでほとんど試みられていないが、岩崎²⁾は、三陸海岸地帯における過去の津波災害に対して、罹災資産と物的被害の予測を詳細に行い、一試案を提示している。岩崎の研究では、過去の津波災害の実測水深に対する各種の物的な被害率を用いた被害額の算定であるため、当時の災害に対する被害額の推定としては意味をなすが、将来予測といった意味では不十分であると思われる。ここではまず洪水氾濫に伴う物的被害に関し、氾濫シミュレーションから得られる氾濫水の水深・流速および土砂堆積厚と、公的機関の定める家屋の被害率との関係から一般家屋の被害額の評価を行う手法を提示し、この方法を巨椋流域に適用して流域の洪水氾濫被害の予測を試みるとともに、その有用性を流域の開発による災害ポテンシャルの増大、土砂堆積による被害の増加、洪水氾濫時の堤防決壊口の締切りの効果および二次堤設置の効果の評価問題へ適用して示す。

洪水氾濫による人的被害を予測することは、死に至るまでの過程に非常に多くの要因が存在するために容易ではない。その要因を列挙すれば、水深、流速、継続時間、気象条件、氾濫規模、人口、体力、性別、年齢、建物の強度、家屋の流失・壊等の危険性、避難の予警報の可能性、過去の災害経験の有無、救助活動等があり、これら全てが互いに関連しているため、そのうちの1つを抽出して洪水による死者数との関係を議論することには限界があろう。また、過去の被害実績を現在に適用するにしてもこれらの状況が変化している現在では精度的にも問題があろう。

そこでまず、過去の災害から得られた氾濫水深と死者率との関係を用いて、氾濫計算から得られる水深の時間変化とこれに伴う死者数の変化を巨椋流域を対象として検討してみる。死者率と氾濫水深との関係だけでは、湛水が進行すれば破堤口と住民との位置関係、氾濫速度、避難警報発令の時期、避難行動および避難住民と避難地との位置関係等、人的被害の受け易さや被害の回避行動などが反映されてこない。そこで上述した人的被害の評価法の結果と対比するため、避難の予警報を考慮した住民の避難行動のシミュレーションを氾濫計算とリンクして解析し、人的被害が避難によってどの様に軽減されるか、あるいはどのような条件下ではどの程度の人的被害が出る可能性があるかについて検討する。

4. 2 洪水災害危険度としての被害の評価法

4. 2. 1 洪水災害危険度

洪水災害危険度という言葉は安易に用いてはいるが、研究の接近方法や専門分野の違いによってその定義は必ずしも明確ではない。本研究ではこれを明確にしようとするものではないが、一つの客観的な評価法を示そうとするものである。

この言葉に対してこれまで用いられてきたあるいは今後用いられるであろう表現を、角屋³⁾は以下のように挙げている。

- 1) 人身被害数、あるいはその人口比率
- 2) 経済的被害額、あるいはその流域内資産比率
- 3) 発生頻度
- 4) 被害可能性または被害額についての相対評点
- 5) 外力・抵抗力・被害額などの期待値の列記

そして、1)の方法は、今日のような情報化社会では適切とは思われず、2)の方法は、外力抵抗力条件が同じでも経済活動に応じて経年的に変化するから、単なる社会経済的条件の指標に止まる可能性がある。また、4)は2)と同様、施策の順序付にはよいが災害発生リスク・弱点の程度を曖昧にする欠点を含んでいる。結局3)または5)の方法が、災害発生リスクを端的に表現し、直感的に判断しやすいとし、実際に3)の方法による発生頻度で水害危険度を表現する研究を行っている。角屋の研究は確率相当降雨を用いた流出による内水災害を対象としており、都市化や治水対応にともなう水位変化をもって水害危険度を論じている。

山岡・藤田⁴⁾は、洪水災害危険度とは、加害側の異常な洪水現象の生起し易さと、被害側の洪水氾濫による被害の受け易さの両面からの評価を包括するものと考え、治水施設のある程度進んだ大河川（石狩川中下流部）の各地区における外水（堤防越水）による洪水氾濫で生ずる洪水被害額の期待値を採り、一つの洪水災害危険度の確率的評価の基準としている。

ここで取り挙げているような破堤氾濫といったカストロフィックな洪水災害に対しては、対象洪水に対する破堤生起確率が問題となるが、破堤現象は複雑で、いつ、どこで、どの程度の水位で破堤するのかを予測することはかなり困難である。ここでは、ある外水位で、流域のどこかの地点で破堤が発生した場合に、堤内地に存在する一般家屋がどのような被害を受けるのかを、被害率と一般家屋の評価額との関係を用いて被害額を見積るとともに、死者数がどの程度になるかを予測して洪水災害危険度評価を行う。

もちろん、角屋が指摘したように、1)による評価で洪水災害危険度を論じることは、洪水氾濫による人的被害の要因が複雑で個々の要因を考慮した評価が難しい現時点では妥当でないかもしれないが、予警報・避難のシミュレーションを含めた洪水氾濫解析に基づいた人的被害の予測も、以下で議論するようにある程度可能であり、ここでは洪水氾濫災害危険度評価に対する方法論を1)と4)を対象として検討することにする。

4. 2. 2 外水氾濫による被害の実態

図4.1は、建設省がまとめた昭和37年から昭和57年までの過去21年間の破堤が原因となった被害の経年変化を示したものである⁵⁾。一般被害額に占める破堤被害の割合は昭和40年の後半から減少傾向

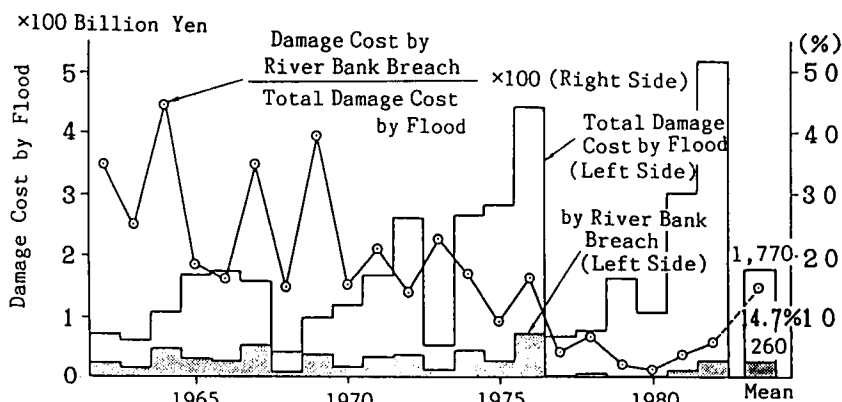


図4.1 破堤被害の経年変化⁵⁾

にあり、21年間の平均は約15%（約260億円）となっている。これは治水施設の整備と気象予報技術の向上によるところが多い。図4.2も、建設省がまとめた一般資産などの被害額の水害原因別割合の経年変化を示したものである⁵⁾。この図より、昭和40年代では被害額の3分の1を占めていた破堤による被害が昭和50年には10%も満たなくなり、内水災害が被害の50%を占めるようになっていくことがわかる。とくに、3大都市圏を対象とした場合、図4.3に示すように60~70%が内水被害で占められている⁵⁾。これは、都市化の進展にともなって宅地開発や森林の開発が進み、流域の保水機能が低下し、流出率の増大化をもたらしたため資産の集中と相まって被害が増大したためである。このように、外水氾濫による被害が減少傾向にあるにもかかわらず、洪水被害が減少せず増加さえしていることと、洪水氾濫危険区域に多くの資産と人口が集中していることを考えれば、一旦堤防が決壊して外水氾濫が生ずれば、莫大な被害が生じる可能性が潜在していることがわかる。

堤防決壊は大半が豪雨によって河道水位が上昇し漏水や越水によって発生するので、そのような対策がなされている。しかしながら、地震によっても、たとえば昭和53年の宮城沖地震では吉田川の右岸堤が決壊したこともあるように、このときは低水位であったが、天井川化した河川の堤防が決壊したりダムが破壊することも起こり得る。豪雨以外の原因で洪水氾濫が発生することもあり、予知や対

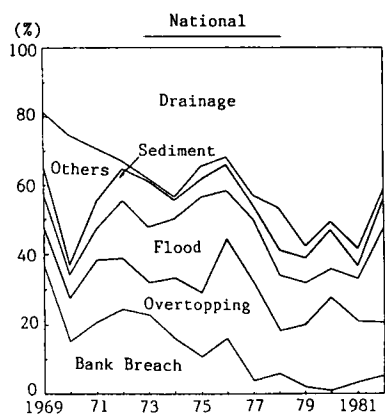


図4.2 一般資産等の被害額の水害原因別割合の経年変化（全国規模）⁵⁾

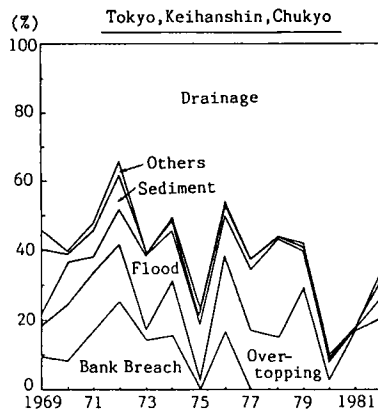


図4.3 一般資産等の被害額の水害原因別割合の経年変化（三大都市圏）⁵⁾

策とも困難な問題を含んではいるが、流域の総合的な水害危険度を検討しておく必要があり、これらの問題もないがしろにできるものではない。

4. 2. 3 被害額の評価法

洪水氾濫による物的被害は、水深、流速、氾濫継続時間、土砂、水質、氾濫域の規模、人口、建物、生活様式、洪水の予警報、救助活動および被害を受ける物の種類等に依存する。高潮から流域を防御するために連続堤で囲繞されているオランダでは、1953年2月の高潮災害をもとにして、農業地域、工業地域および住宅地域における氾濫水深と被害率との関係を求め、それぞれの地域に対して被害要素を抽出し、被害額を評価する方法も示されている⁶⁾。アメリカ合衆国でも、F I A (連邦保険局) が1970年に、洪水氾濫による住居の被害を見積るために、冠水深と被害額との関係を公表し、1974年にこれが改訂されて家屋構造や位置の違いによる被害評価がなされている。表4.1は1階建てで、基礎部がある場合と無い場合の建物被害および家財などの家庭用品の被害と水深との関係を示したものである。たとえば床上1フィートで家屋評価額の10%の建物被害が算定され、

表4.1 FIAによる水深と被害率との関係⁷⁾

Depth(feet) above and below first floor	One-Story No Basement		One-Story With Basement	
	Structure	Contents	Structure	Contents
-8.0				0
-3.0			0	5
-2.0		0	4	7
-1.0	0		8	8
0.0 (1st floor)	7	10	11	15
1.0	10	17	18	20
2.0	14	23	20	22
3.0	26	29	23	28
4.0	28	35	28	33
5.0	29	40	33	39
6.0	41	45	38	44
7.0	43	50	44	50
8.0	44	55	49	55
9.0	45	60	51	60
10.0	46		53	
11.0	47		55	
12.0	48		57	
13.0	49		59	
14.0	50		60	
15.0				
16.0				
17.0				
18.0				

Note: Damage as percentage of structure or contents value.

表4.2 洪水警報発令時期と各種家庭用品の被害との関係¹⁰⁾

Half-hour warning	Inventory saved 2-hour warning	4-hour warning	Not saved by warning
Color TV	Carpet sweeper	Spin drier	Dishwasher
Monochrome TV	Electric food mixer	Tumble drier	Electric cooker
Monochrome TV (portable)	Electric iron	Bookcase	Freezer
Record player/hi-fi	Electric toaster	Dining chair	Fridge/freezer
Electric kettle	Electric fire (portable)	Dining chair (carver)	Gas cooker
Sewing machine	Cupboard/cabinet	Dining table	Kitchen utensils (cleaning)
Vacuum cleaner (cylinder)	Three-piece suite	Occasional chair	Kitchen utensils (cooking)
Vacuum cleaner (upright)	Books ¹⁾	Kitchen chairs	Refrigerator
Car ⁴⁾	Curtains	Sideboard	Washing machine
		Linen(out of use)	Central heating boiler
		Clothing(female)	Electric fire(fitted)
		Clothing(male)	Gas fire(fitted)
		Food stock	Chest of drawers
		Carpets ²⁾	Double bed(with linen) ³⁾
			Dressing table ³⁾
			Piano/organ
			Single bed(with linen)
			Wardrobe(free standing) ³⁾
			Wardrobe(fixed) ³⁾
			Linoleum/tiles
			Rubber sheet flooring

1) 'Books' includes all other valuable personal effects.

2) Only a proportion of fitted carpets could be moved.

3) Single storey dwelling(i.e. flat or bungalow).

4) Cars would be the first priority to be moved to higher ground, thus the half-hour warning would enable the movement of only 'luxury' items and a few portable electric appliances.

家庭用品としては全家庭用品評価額の17%の被害評価となっている。この表を用いて、超過洪水に対する被害額の算定も行われ、洪水保険加入時の資料にもなっている⁷⁾。イギリス⁸⁾やカナダ⁹⁾でも同様の評価法を用いて洪水被害の予測を行った研究もある。家庭用品の被害は、洪水警報の発令時刻の違いによりこれらを安全な場所に移動できたりできなかったりもすることで、被害額にも違いが生じる。表4.2は、洪水警報発令時期の違いによりどのような家庭用品が被害を受けずに済むかを見たものである¹⁰⁾。この表より、洪水の30分前に警報が出れば、テレビ、レコードプレーヤー、ミシン等、移動可能で高価なものが被害を受けずに安全な場所に移動できることがわかる。2時間前だと、ミキサー、アイロン、トースター、スーツ等、比較的安価な身の回り品にまで注意が払われて移動させる余裕が出る。4時間前だと、テーブル、椅子、ドライヤー等、移動可能だが手間がかかるものや日常生活の必需品でもないもの等を移動させる余裕もあるが、備え付けの皿洗い器や冷蔵庫等重いものはいくら時間的余裕があっても浸水被害からは免れ得ないようである。このように、警報発令時刻の違いによっても被害額が異なることから、警報システムの改善に伴う被害の減少効果を検討した例もある¹¹⁾。

さて、我国における被害額の評価法を見てみよう。治水経済調査要綱¹²⁾によると、想定被害額には次のような項目が取り挙げられている。

- 1) 一般資産（家屋、家庭用品、事業所、農・漁家の償却資産、在庫資産）の想定被害額
- 2) 営業停止の想定被害額
- 3) 農作物の想定被害額
- 4) 公共土木施設等の想定被害額
- 5) 農地の想定被害額

そして、この要綱による被害額の算定方法は以下のようである。すなわち、まず調査対象流量の生起確率を求め、各項目に対する所定の算出方法で被害額を求め、各流量規模別想定被害額を上記の各項目の合計とし、流量と想定被害額との相関式を作成する。そして、これらの想定被害額はいわゆる直接的被害のみに過ぎず、この他の被害としては例えば人命損傷、政府、地方公共団体などで実施する応急対策費用、融資に対する支払い利子、交通・運輸・電力・水道・ガス・通信機能停止により一般公衆が受ける被害などの間接的被害があるので、これらもなるべく算定するよう努力する、とある。

ところが、流域の被害額は河道の洪水流量だけで決まるものでもなく、また流域のどのあたりが被害を受け易いのかといった被害対象範囲が詳細に決められないといった面もある。そこで、ここでは一般資産のうちで家屋の被害の算定法について検討する。なお、ここで述べる方法論は、一般家屋にのみしか適用できないというものではなく、例えば具体的な各種農作物の耕作面積割合とか家庭用品の平均的な評価額といったものをメッシュデータとして用いれば被害評価が可能であることを断っておこう。

さて、表4.3は、治水経済要綱に記されている一般家屋の浸水被害率を示したものである。同表において、床上浸水が2mを越えた場合、全棟数の45%は被害率を1.0とするとされている。また、家屋はそれが存在している地盤勾配の違いにより、A,BおよびCに分けられている。いま、Manning式を用い、粗度係数を0.04とすると、各被害率は、家屋の流失危険度が流速と水深との関係で表わせたのと同様に、図4.4に示すように整理できる。ただし、床上高さは50cmとしている。この図から、同一流速で

表4.3 治水経済調査要綱による一般家屋の浸水被害率¹²⁾

Water Depth Properties		Below Floor	Above Floor (m)					Sedimentation(m)	
			0.0~0.5	0.5~1.0	1.0~2.0	2.0~3.0	3.0~	0.0~0.5	0.5~
House	Group-A	0.03	0.053	0.072	0.109	0.152	0.220	0.43	0.57
	Group-B		0.083	0.126	0.177	0.266	0.344		
	Group-C		0.124	0.210	0.308	0.439	0.572		

Group-A: Bed Slope $i < 0.001$

Group-B: $0.001 \leq i \leq 0.002$

Group-C: $0.002 < i$

(if the water depth is greater than 2.0m above the first floor, damage factor is taken as unity for the 45% of the total number of the houses, and if the thickness of the sediment deposition is greater than 50cm, 50% of the total number of the houses are assumed to be destroyed completely)

も水深が大きいほど被害率が小さい領域がでるといった常識では考えにくい結果となることがわかる。そこで、ここでは図4.5のようにこれを仮に修正して用いることにする。なお、同表では床上に土砂が堆積した場合の被害率も記されており、後で行う巨椋流域を対象とした被害額の計算では、3章で示した河床変動計算を行って、土砂堆積による一般家屋の被害についても検討する。なお、この場合、図4.5に示した被害率の値は表4.3の土砂堆積による被害率の増加分を加えたものとなる。

いま、氾濫計算に用いた格子の (i, j) メッシュにおける被害率を $r_{i,j}$ 、そのメッシュの家屋密度を $\sigma_{i,j}$ とおき、被害額指標 $E_{i,j}$ を次式で定義することにする。

$$E_{i,j} = r_{i,j} \sigma_{i,j} = r_{i,j} (1 - \beta_{i,j}^2) \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

氾濫計算から各メッシュの流速と水深が時々刻々計算され、図4.5からその流速と水深に対応した被害率が求まる。洪水氾濫生起中とりえた最大の $E_{i,j}$ の値をここでは被害額指標とする。この被害額

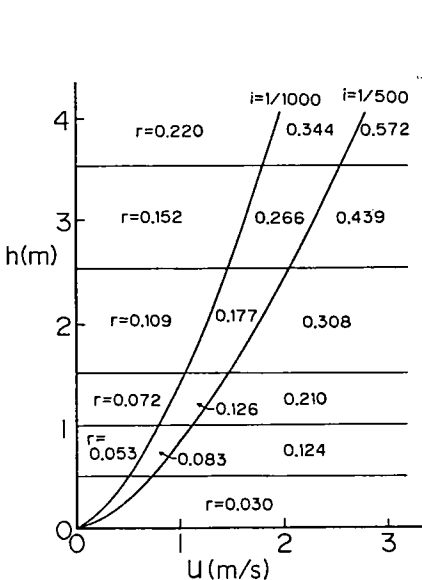


図4.4 Manning則を用いて表わした流速—水深平面上での被害率の値

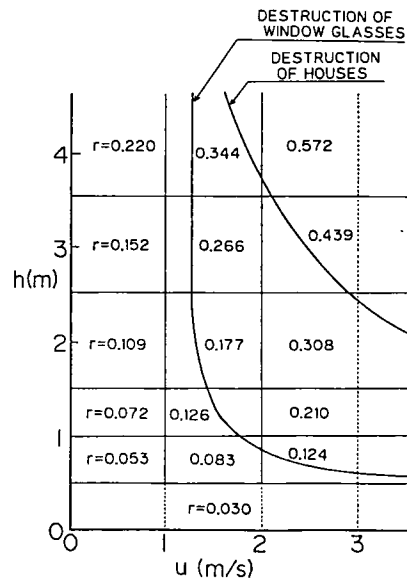


図4.5 計算に用いた流速—水深平面上での被害率の値

指標の分布が結局は被害額の分布に対応したものとなる。

被害額指標 $E_{i,j}$ の全メッシュにわたる総和 E_T は、 $\sum_i \sum_j r_{i,j} \cdot \sigma_{i,j}$ で求まる。 E_T を被害額 C として知るためには、一家屋の評価額 C_0 とそれが占める面積 A とから次式で求まる。

$$C = E_T (\Delta x \Delta y) C_0 / A = \left\{ \sum_i \sum_j r_{i,j} (1 - \beta_{i,j}^2) \right\} (\Delta x \Delta y) C_0 / A \dots\dots\dots (4.2)$$

ここに、 $\Delta x \Delta y$ は1メッシュの面積である。

以上のような方法により、洪水氾濫による被害額と被害の程度とその分布を評価することができる。

メッシュデータをさらに詳しく入力することにより、農作物の被害や家屋用品の被害を見積ることもでき、本手法の有用性、発展性が推察されよう。

4. 2. 4 人命損失の見積りモデル

わが国では毎年、自然災害により多くの人命や財産が失われている。昭和20年代は、戦後の国土の荒廃と毎年のように到来した台風や地震により多くの人命が失われた。昭和20年から昭和34年の間に到来した台風と集中豪雨による死者・行方不明者の数をみると、昭和20年の枕崎台風では3756人、22年のカスリン台風では1540

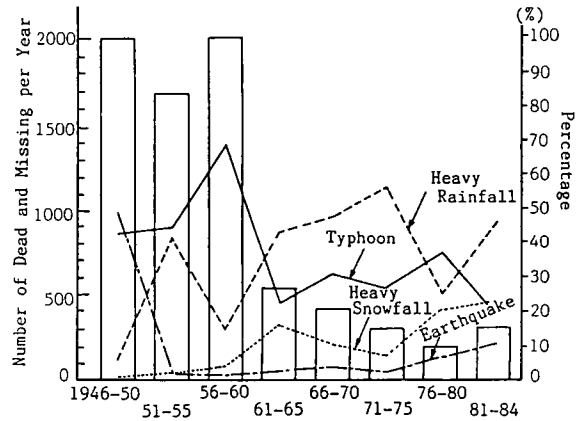


図4.6 5ヶ年平均でみた死者・行方不明者の原因別割合の推移¹⁴⁾

人、26年のルース台風では943人、28年の西日本を中心とした水害では1013人、同じく近畿地方における水害では1124人、29年の洞爺丸台風では1708人、32年の諫早水害では992人、33年の狩野川台風

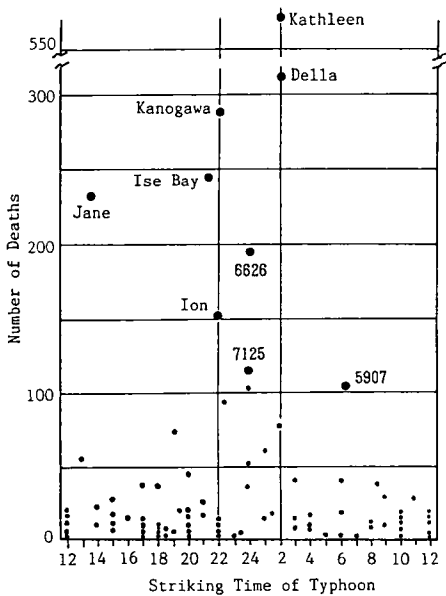


図4.7 台風上陸時刻と台風による人命被害度との関係¹⁵⁾

では1269人、34年の伊勢湾台風では5098人の人命被害があり、圧倒的に台風によるものが多い¹³⁾。図4.6は5箇年平均でみた死者・行方不明者の原因別割合の推移を示したものである¹⁴⁾。これより、昭和35年を境に死者・行方不明者数は急減していることがわかる。注目すべきことは、この減少は、強い台風が来襲しなかったからではなく、気象情報の正確な把握と伝達方法の充実やそれをもとにした避難体制の整備が貢献したからである。実際、台風上陸時の工率が 5×10^{24} erg/sec以上の大型で強い台風は、昭和21年～35年の間に8個上陸しているのに対し、36年～57年の間には10個であり、上陸頻度にはあまり差が無い¹³⁾。図4.7は台風の上陸時刻と台風による人命被害度（死者数を台風の上陸時の勢力、すなわち中心気圧の深さの2乗と円形等圧線半径の1.5乗の積、で割った単位勢力あたりの死者数）との関係を見たものである¹⁵⁾。これより、夜間に上陸した台風が減少したことも死傷者

数の減少の一因となっていることがわかる。

図4.8はジェーン台風（大阪臨港部）と伊勢湾台風（濃尾デルタ沿岸部）時の高潮・洪水災害における平均水深と各市町村の死者率（死者数／対象人口）との関係を示したものである¹⁵⁾。この図より、死者率は浸水深の増加につれて指数関数的に増加していくことがわかる。そして、それぞれの台風について次のような関数関係が得られている。

$$\text{ジェーン台風} : \log D = -5.40 + 0.90 h \cdots \cdots (4.3)$$

$$\text{伊勢湾台風} : \log D = -3.54 + 0.62 h \cdots \cdots (4.4)$$

ここに、 D は死者率、 h は水深である。伊勢湾台風とジェーン台風とでは死者率に一桁程度の違いがみられるが、水谷は¹³⁾、これは災害発生時刻の違いによるものとしている。図4.9は、1953年にオランダを襲った高潮による浸水深と水死者の割合を示したものである。オランダは海拔0m以下の地域が多く、特に堤防近傍や周辺に高台が無いような村では水深が2.5mを越えると急に死者率が増大すると言われている⁶⁾。図4.10は、各種災害原因別にみた我国の死者率と家屋の全壊流失率との関係を見たものである¹⁵⁾。津波による死者率が

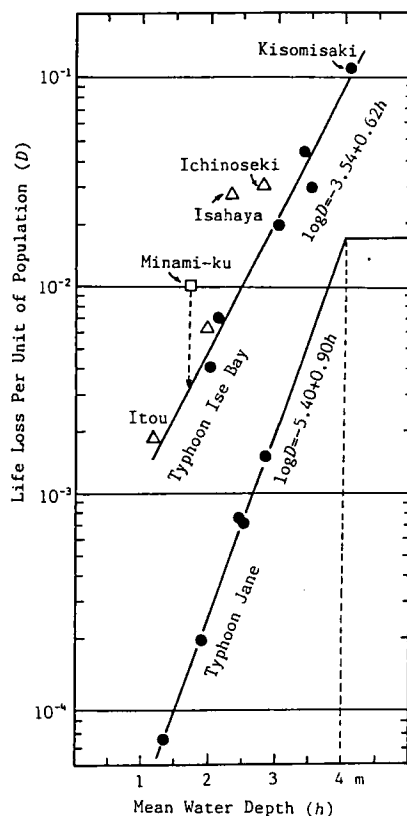


図4.8 平均水深と死者率との関係

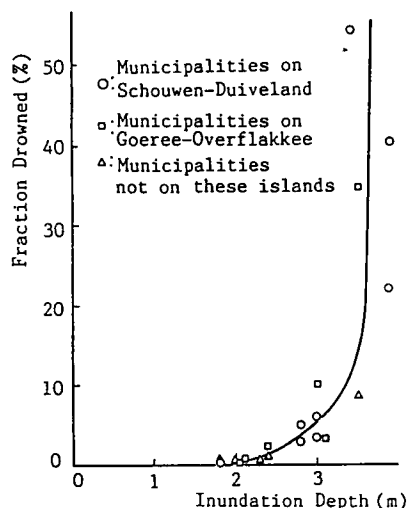


図4.9 オランダにおける浸水深と水死者の割合の例⁶⁾

高く、強風・高潮による死者率はかなり低いところにきている。1896年の三陸津波では情報や知識の不足から多大の犠牲者が生じたが、同じく1933年の三陸津波でも3000名もの死者が出ている。知識や情報の伝達が進んだ現在でも、1983年の日本海中部日本海地震津波では100名もの人がなくなっている。交通整備とスピードアップが人間の輸送を頻繁にし、危険性を常に認識している地元の人以外のほとんど通常では津波災害を認識していない人間が被害にあうといったことがこのような災害が生じた原因であろう。この図では洪水・土砂災害による死者率がほぼ同様であることになっているが、大河川の改修の進捗や台風予報の体制が整備されてきて台風性洪水氾濫による死者が減少してきた反面、最近では、崩壊や土石流による土砂災害による死者の割合が増加してきた。図4.11は、最近50年間に発生した主な水害の全体と、それらの水害中で特に土砂災害が顕著であった地域について、家屋被害（倒壊、半壊、流失）戸数 X と死者・行方不明者数 Y の関係を示したものである¹⁶⁾。平均的には水害全体では $Y=0.82X^{0.66}$ 、土砂災害では $Y=1.66X^{0.66}$ の様な関係が成立し、同じように

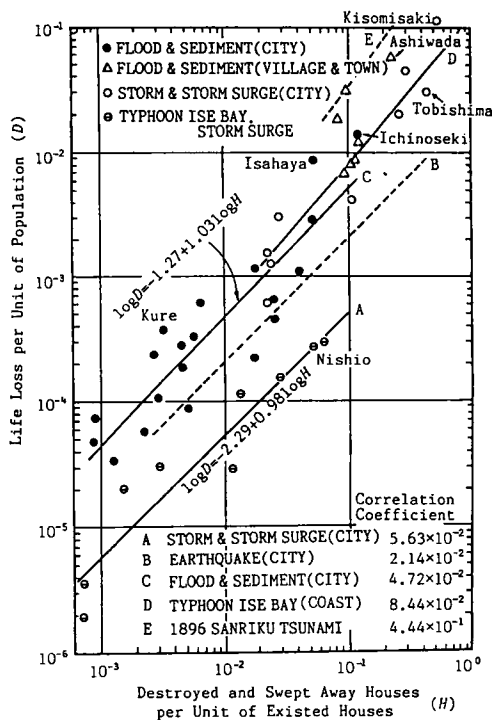


図4.10 各種災害原因別にみた死者率と
家屋の全壊・流失率との関係¹⁵⁾

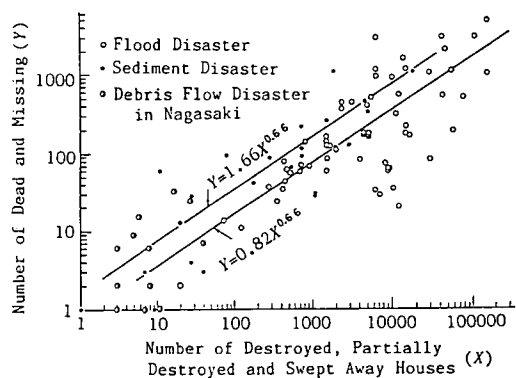


図4.11 家屋被害戸数と死者・行方
不明者数との関係¹⁶⁾

家屋被害を受けても、土砂災害では水害全体（土砂災害主体のものも含まれている）の2倍程度死亡する危険性が高いことを示している。

以上のような死者数予測モデルが提案されているが、気象予報や避難・予警報の充実によって人的被害の発生を防ぎ得る余地も多く、一概にここで示したモデルが適当であるとは言い難く、とくに、破堤による洪水氾濫現象では、同一規模の災害があっても、もはや以前のような死者が発生することも考えにくくなっている。

4. 2. 5 避難行動を考慮した人的被害の評価法¹⁷⁾

ここでは、二次元平面流れの解析に基づいて氾濫水の挙動をシミュレートし、その流域内に避難経路、交差点および避難地からなる避難ネットワークを構成して、氾濫水のダイナミックな挙動を考慮した避難のシミュレーション法を提示し、本シミュレーション手法を用いて住民の避難を考慮した人的被害の評価を行おうとするものである。

洪水氾濫水の数値解析法を組み込んだ洪水氾濫時の避難システムについてはすでに西原¹⁸⁾によって詳細に検討されており、避難システムの評価のためのシミュレーションモデルが提案されている。これは、氾濫水による堤内地の湛水深や湛水区域の時空間分布を氾濫計算によって予測し、この予測値をもとにして、避難システムの構成要素である避難施設、経路の配置や規模および避難誘導方法等を個々に評価したのち、住民の避難行動を最短経路選択問題としてモデル化し、その結果を用いて避難システム全体の適正度を評価するというものである。この避難システム評価のためのシミュレーションモデルに用いられている考え方や手法は本研究を遂行する上できわめて有益な示唆に富むものである。このなかでは、京都盆地南部の巨椋流域を対象として、破堤点、避難勧告・指示の発令時期、命令の伝達速度および避難施設・経路の配置等を種々変化させて避難行動のシミュレーションを行い、避難完了者数、避難未了者数および避難所要時間等を求めている。ところが、この避難行動のシミュ

レーションでは氾濫計算のメッシュと避難ネットワークをどの様に対応付けて時々刻々変化する湛水深の情報を避難行動の計算に取り入れているのか若干不明瞭である。また、避難施設の数が実際よりかなり少ないために、多くのケースについて1人当りの平均避難所要時間が約1時間程度にもなっているなどの問題点も見受けられる。

そこで、ここではこのような問題点を明確にするとともに、仮想のモデル流域を用いて避難のシミュレーション手法の妥当性を検討し、人的被害については、次節で本手法を巨椋流域に適用して破堤地点の違いや避難の予警報の出し方の違いで避難の難易がどのようになるかを比較検討し、避難条件と人的被害との関係を明らかにすることにする。

(1) 避難行動のシミュレーションの概要

氾濫計算は以前に示した方法と同様に行うことにし、ここでは、まず避難ネットワークのモデル化の方法について述べる。対象とする流域の避難施設、避難経路に基づいて図4.12に示すようなネットワークを、結節点（ノード、交差点）とそれらを結合する経路（リンク）を組み合わせることで構成する。その際、避難施設は小・中・高等学校、公民館等の避難施設として公的に定められたものを用いることとし、避難路は道路幅員、住民の周知度等から国道、主要地方道、堤防上の道路等を採用する。避難経路の冠水情報と氾濫計算から求まる各格子の水深とを対応付けるため、避難経路は格子の中央とその格子に隣接する周囲8個のいずれかの（複数でもよい）格子の中央を結んだ直線群から構成されるとする。以後、このネットワークを幹線経路からなる避難ネットワークと呼ぶ。

つぎに、住民の避難行動のモデルについて述べる。実際に避難行動を行うのは流域の住民であり、厳密に避難行動のシミュレーションを行おうとするならば住民一人一人についてその行動を再現する必要がある。しかし、対象とする流域が広範囲である場合、避難住民の数が膨大なものとなり、計算機の演算時間や記憶容量の点からみてもこれを行うのは不可能に近い。

また、関係機関から住民に対して避難を勧告する場合、避難対象者が個人ではなくある集団として指定される場合が一般的である。このような観点からここでは避難対象者を個人ではなく集団（グループ）として取り扱うこととし、対象流域の住民は氾濫シミュレーションとの関連を考慮して、氾濫計算のメッシュにより分割し、格子内の住民を一つのグループとして考えるものとする。また、実際に避難の際には集団で行動するといっても、その集団内の住民の歩行速度には個人差があるために、集団はある長さをもって移動することも有り得る。しかし、ここでは、簡単のために集団の位置は経路上の点により表わせるものとする。

さて、一般に複数箇所に存在する避難施設の中から、住民が一つの避難施設を選択する際に考慮す

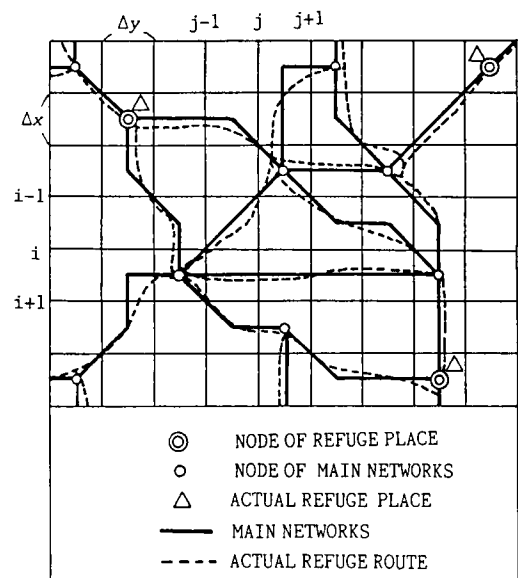


図4.12 避難ネットワークの配置例

べき要因の中でも、その施設までの距離が特に重要であると考えられる。このような観点から避難施設の選択をネットワーク理論の最短経路選択問題としてモデル化する。すなわち、ある格子内の住民は避難の各時点でそれぞれの避難施設までの最短距離を避難経路の浸水状況を考慮して計算し、最短距離にある避難施設へ向かって避難するものとする。もちろん、避難経路全ての冠水状況を避難住民が知るすべはないが、モデルとしてはこのような取り扱いが可能であろう。この場合図4.13に示すように、避難経路、避難地および避難対象グループ（氾濫解析に用いる1格子内の住民をグループと呼ぶ）の位置の3つの位置関係から、1)グループが幹線経路上もしくはその交差点上に位置する場合、2)住区（いくつかのグループの集団）内から住区内の街路（以後細街路と呼ぶ）を経由して一旦どこかの幹線経路の交差点に出なければならない場合および、3)住区内に避難施設が存在するため細街路を利用して直接避難地に移動し、幹線経路の避難ネットワーク上に出る必要が無い場合、が存在する。ここでは、1)については幹線避難経路上からの避難とし、2)については全ての住区内に図4.13に示すような格子点の中央を直線で結んだ仮想的な細街路が存在するものとして、指定されたただ1つの幹線経路上の交差点ノードにまず移動して、その後は幹線経路のネットワークのみを利用し、再び他の住区内の細街路は利用しないこととする。住区内の細街路内の避難は、幹線経路の避難ネットワークで行う経路の冠水を考慮した最短経路の選択計算と同じ計算をしてノードに出ることとする。3)については2)と同様に住区内の避難地（2)では交差点ノード）への最短経路問題を解くこととなる。なお、避難対象者は洪水氾濫による湛水が予想される範囲の住民とし、これは別途氾濫計算から求められているものを用いる。

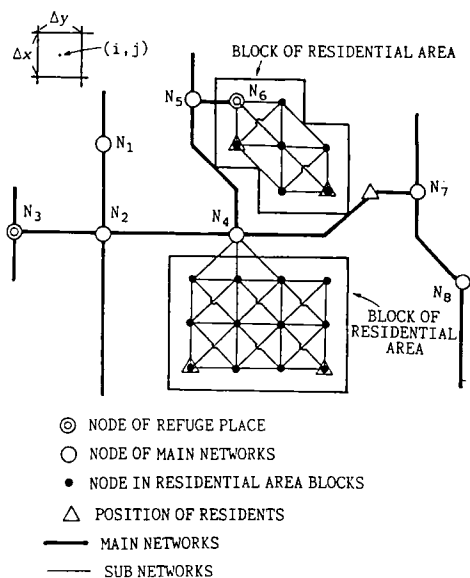


図4.13 幹線避難ネットワークおよび
住区と住民位置との関係

さて、上述したように住民グループの避難行動はネットワーク上に配置された避難地への最短経路問題に定式化される。任意地点のグループと任意地点の避難地（冠水の状態によって最短距離にある避難地が変更されるので任意地点の避難地とした方が都合がよい）という任意の2点間の最短距離、最短経路を求めることとなるので、ここでは最も手間のかからない解法であるWarshall-Floyd法を用いることとする。なお、住区内の細街路での移動は、目的地が指定された1つのノードか避難地であるため、他の簡便な方法を用ればよいが、住区内のネットワークは小規模であるのでこれにもWarshall-Floyd法を用いることとする。

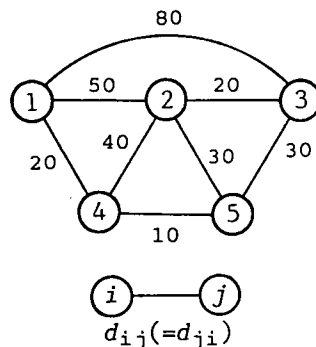


図4.14 ネットワークの例

そこで、Warshall-Floyd法について若干の説明を行っておく¹⁹⁾。いま、図4.14のようなネットワークを考える。丸内の数字はノード番号を、経路上の数字はノード間の距離を表す。計算手順は以下のようである。

- (a): $d_{i,j}^{(0)} = d_{i,j}$, $p_{i,j} = i$ ($i, j = 1, 2, \dots, m$), $k=1$ とおく。
- (b): $d_{i,j}^{(k)} = \min(d_{i,j}^{(k-1)}, d_{i,k}^{(k-1)} + d_{k,j}^{(k-1)})$ ($i, j = 1, 2, \dots, m$) とする。
- (c): $d_{i,j}^{(k)} < d_{i,j}^{(k-1)}$ である (i, j) に対して $p_{i,j} = p_{k,j}$ とする。
- (d): $k=m$ ならば終了する。 $k < m$ ならば k の値を1だけ増して手順(b)にもどる。

ここに、 $d_{i,j}^{(k)}$ は、ノード番号 n_i から n_j への路で、中間の通過点として n_1, n_2, \dots, n_k だけを許すものの中での最短距離である。 $p_{i,j}$ は、 n_i から n_j への最短路における n_j の直前のノード番号である。

図4.14において任意の2点間の最短距離を求めることを考える¹⁹⁾。このとき、

$$(d_{ij}^{(0)}) = (d_{ij}) = \begin{pmatrix} 0 & 50 & 80 & 20 & \infty \\ 50 & 0 & 20 & 40 & 30 \\ 80 & 20 & 0 & \infty & 30 \\ 20 & 40 & \infty & 0 & 10 \\ \infty & 30 & 30 & 10 & 0 \end{pmatrix} \dots\dots\dots (4.5) \quad (p_{ij}) = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 2 & 2 & 2 & 2 & 2 \\ 3 & 3 & 3 & 3 & 3 \\ 4 & 4 & 4 & 4 & 4 \\ 5 & 5 & 5 & 5 & 5 \end{pmatrix} \dots\dots\dots (4.6)$$

なお、 $p_{i,j}$ の初期値の意味は、自分自身のノードから目的地のノードへ行くとき、最短経路における目的地の直前のノード番号が自分自身、すなわち、どの地点ノードも中間地点として許されないとしておく、ということである。(a)~(d)の手順をこの場合5回繰り返すと最終的な $p_{i,j}$ は(4.7)式のように求まる。これより、たとえば①から③へは(n_3, n_5, n_4, n_1)が最短路であることがわかる。最

最短路を求める時の手間は、大小比較と加減算である。全最短
路を求める各種の解法の中でも、Warshall-Floyd法は最も良い
ものの1つであると言われている¹⁹⁾。

$$(p_{ij}) = \begin{pmatrix} 1 & 1 & 5 & 1 & 4 \\ 2 & 2 & 2 & 2 & 2 \\ 4 & 3 & 3 & 5 & 3 \\ 4 & 4 & 5 & 4 & 4 \\ 4 & 5 & 5 & 5 & 5 \end{pmatrix} \dots\dots\dots (4.7)$$

避難地までの最短経路を求める際に、避難経路が氾濫水で冠水した場合、その経路は冠水の程度によって歩行速度が低下したり歩行通行困難になったりもする。ここでは、西原¹⁸⁾が行った方法と同様に、冠水深の程度に応じた歩行割引率を次式のように定義し、これを用いて経路長が冠水深の規模に応じて見かけ上長くなることとし、計算上冠水した経路の避難地までの経路は長くなるようにする。

$$W_{i,j}^t = 1 - h_{i,j}^t / 0.7, \quad (W_{i,j}^t > 0) \quad (\text{unit: m}) \dots\dots\dots (4.8)$$

$$d_{i,j}^t = (1/W_{i,j}^t) d_{i,j} \dots\dots\dots (4.9)$$

ここに、 $W_{i,j}^t$; 時刻 t における格子 (i, j) に対応した区間の歩行割引率, $h_{i,j}^t$; 時刻 t での格子 (i, j) の冠水深, $d_{i,j}$; 格子 (i, j) に対応する区間の距離 (ノード間距離 $d_{i,j}$ ではない), $d_{i,j}^t$; 時刻 t での格子 (i, j) に対応する冠水により換算された区間の距離である。なお、伊勢湾台風の事例をもとに冠水深が70cm以上であれば通行不可能とし、その時点で避難行動は中止され、いくら冠水が引いても避難行動は再開されないこととする。また、歩行速度についても西原¹⁸⁾と同様に避難時間の長さに応じた疲労と群集流動による歩行の困難さを考慮した次式を用いることにする。

$$V = T^t P_{\#}^t c \dots\dots\dots (4.10)$$

$$T^t = 1 / \{ 0.982 + \exp(1.12t - 4.0) \}, \quad (\text{unit: hour}) \dots\dots\dots (4.11)$$

$$P_n^t = U_n^t / c \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

$$U_n^t = \begin{cases} 1.42 - 0.241 \rho_n^t, & (\rho_n^t \leq 3.85) \\ 0.49 & (\rho_n^t > 3.85) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

$$\rho_n^t = M_n^t / (B_n L_n) \quad \dots\dots\dots (4.14)$$

ここに、 c ；通常の歩行速度で、以下1.4m/sを用いる、 t ；避難開始からの経過時間、 T^t ；避難開始からの時間経過にともなう疲労による歩行割引率、 V ；避難開始から時刻 t における疲労と群集流動とを考慮した歩行速度、 ρ_n^t ；時刻 t から $m\Delta t$ （氾濫計算を m 回行って避難行動の計算を1回行う）時間内に到達できる経路 n の群集密度（人／ m^2 ）、 B_n ；経路 n の幅員、 L_n ；経路 n の長さ、 M_n^t ；時刻 t における経路 n 上の住民の総数である。

さて、単に最短距離にのみ着目して目的地を決定すると、そこへ到達するために湛水深が増してくるにもかかわらずある程度前進することにより、いままで最短路であった経路が見かけ上長くなって他の避難地へ経路を変更してももはや手遅れになるという事態も生じる。極端な場合は、氾濫水がくる方向へ避難するという実際には考え難い場合も生じる。そこで、住民が避難地を選択する際に以下のような条件を付加する。すなわち、図4.15に示すように任意の住

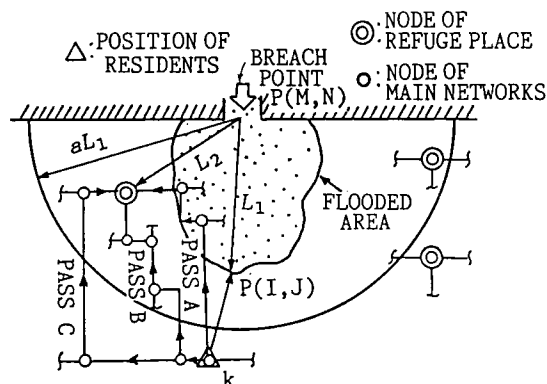


図4.15 避難地選択の付加条件の概念図

民グループ k の位置から最も近い湛水地点の格子 $P(I, J)$ と破堤地点の代表格子 $P(M, N)$ との距離を L_1 、グループ k のこの時点での最短路上にある避難地から破堤地点までの距離を L_2 として、 $L_2 < a \cdot L_1$ （ a は定数）すなわち、避難地が破堤口を中心とした半径 L_1 の氾濫範囲の a 倍の範囲内に存在するような場合はその避難地はグループ k の避難地としないことにする。ただ、その避難地への最短経路が冠水していなければ避難地に採用する。たとえば、図中のPASS Aは住民の位置から避難地への最短ルートであるが冠水しているので避難地としてこの時点では不適である。PASS Bは冠水していないので避難地となる。PASS Bの一部でも冠水した時点で避難地として不適当となるが、これらのルートより経路が長かったPASS Cが冠水していなければ、避難地として選択できるものとする。勿論、避難地までの経路が冠水しているかどうかは避難住民にとっては未知の情報であるが、全く不案内の場所ならば論外であるが、ふだん生活している場所から避難地までの経路がたとえば山に沿った路で、避難地が高台の上にあるとか冠水しない安全なルートを知っているとか等の知識が避難住民にはあるはずであり、ここで論じている避難地選択の付加条件とはこのことをある程度反映させようとしたものである。また、破堤地点がどこであるかも不確定条件であるため、上記の範囲指定は破堤地点が定まらない限り有効ではないが、実際には堤防近傍に位置する住民にはなんらかの破堤に関する情報が入ってくると考えられ得ること、種々の破堤地点を想定した解析を行えばどのような避難方法が安全であるかが知り得ること等から、本付加条件である程度実際に近い避難行動が再現されるものと思われる。

以上は住民グループの位置がノード上にある場合であるが、経路上にある場合は前後方向のノード

までの距離を加えた最短経路を計算して避難地を選択するものとする。

(2) モデル流域における避難のシミュレーション手法の検討

以上の避難のシミュレーション手法と氾濫計算とをリンクした解析を行い、モデル流域を対象としたシミュレーション手法の検討を行う。モデル流域は図4.16に示すように、 $\Delta x = \Delta y = 125\text{m}$ に分割した総格子数が 20×20 の流域である。図中の斜線部分は高台を想定して浸水しないようになっている。避難ネットワークは34個の交差点ノードと2個の避難地ノード、50本の経路（リンク）からなっている。また、2ヶ所に避難命令を発信する基地局を設けている。避難命令はこの基地局を中心に、ある速度をもって同心円状に拡がって行き、住民はこの情報が到達すると同時に避難を開始することとする。破堤口から堤内地へ流入する洪水ハイドログラフを図4.17に示す。 $\Delta t = 2\text{秒}$ とし、1分間氾濫計算を実行して1回避難行動の計算をする。計算ケースとして表4.4に示す12通りを考える。すなわち、CASE Aは氾濫水の影響を何も考慮せず疲労によ

る歩行割引率のみを考慮し、破堤と同時に一齐に避難を開始する場合である（結局破堤による氾濫水の影響は関係無い）。CASE Bは破堤と同時に一齐に避難を開始し、氾濫水の冠水深に応じた経路長の換算を行うが、 $L_2 < a \cdot L_1$ なる範囲にある避難地は選ばないといった条件を付加しない場合である。CASE Cは、破堤30分前に避難を開始する点がCASE Bと異なるだけである。CASE Dは、破堤と同時に一齐に避難し、 $L_2 < a \cdot L_1$ なる範囲にある避難地はいくら最短経路上にあっても最短経路が冠水してなくても避難地には選ばない場合である。CASE Eは、CASE Dの条件のもとで、避難経路が冠水していなければ避難地へ選べるとした場合であり、グループ24からDS1へ方向の最短経路ではない別のルートの地盤高を嵩上げて、冠水しないようにしてある。CASE Fは、氾濫水がやってきて初めて避難を開始する場合である。CASE G,H,Iは、図4.16に示した基地局から避難命令がそれぞれ破堤0,5,10分前に出され、その情報の伝達速度が 5m/s で基地局から同心円状に拡がり、その情報を得て初めて住民が避難を開始する場合である。CASE J,K,Lは、伝達速度を 1.4m/s とした場合である。なお、これらのケースは群集流動の

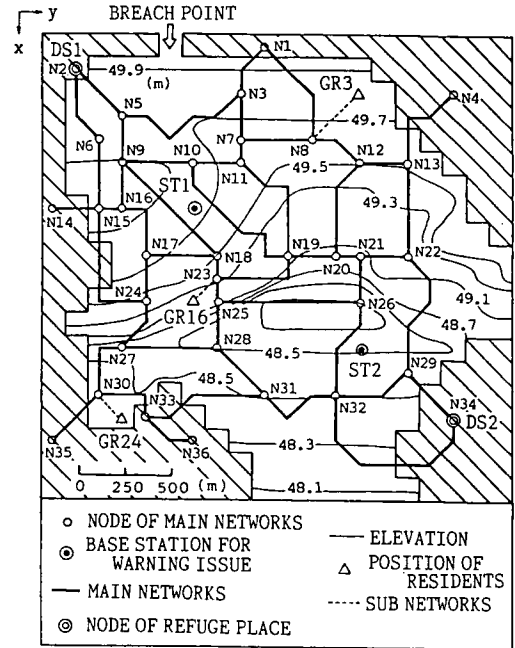


図4.16 避難のシミュレーション
に用いたモデル流域

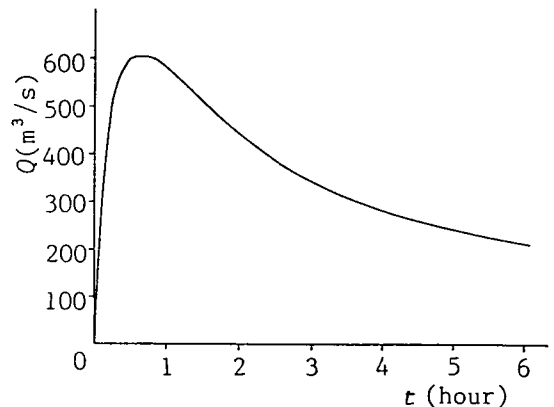


図4.17 計算に用いた洪水ハイドログラフ

表4.4 計算ケース

CASE A	Simultaneous evacuation which is no relation with flooding water.
CASE B	Simultaneous evacuation. Eq.(4.9) and (4.11) are considered.
CASE C	Simultaneous evacuation 30 minutes before bank breach.
CASE D	Refuge place existing in the range of $L_2 < aL_1$ can not be adopted as a suitable refuge place. Eq.(4.9) and (4.11) are considered.
CASE E	If evacuation route to the refuge place where $L_2 < aL_1$ isn't flooded, it can be adopted as a suitable refuge place. Eq.(4.9) and (4.11) are considered.
CASE F	Residents do not take refuge until each mesh where they exist is flooded. Eq.(4.9) and (4.11) are considered.
CASE G	Residents do not take refuge until they receive the information of refuge order whose propagation speed is 5m/s, and it is issued at the same time of bank breach. Eq.(4.9) and (4.11) are considered.
CASE H	Refuge order is issued at 5 minutes before bank breach. Other conditions are equal to CASE G.
CASE I	Refuge order is issued at 10 minutes before bank breach. Other conditions are equal to CASE G.
CASE J	Propagation speed of refuge order is 1.4m/s and it is issued at the same time of bank breach.
CASE K	Propagation speed of refuge order is 1.4m/s and it is issued at 5 minutes before bank breach.
CASE L	Propagation speed of refuge order is 1.4m/s and it is issued at 10 minutes before bank breach.

割引率を考慮していないが、群集流動の影響を見るために各グループの人数を500人とし、全ての幹線経路の幅員を5, 9, 及び13mと変化させてCASE Aと同じ条件下で計算を行った。

図4.18は、各ケースにおいて特徴的な避難行動を示すグループとして、図中に示したGR3、GR16およびGR24を選んでそれらのグループの避難経路を示したものである。なお、図中のドットは破堤開始時刻を $t=0$ 秒とした時の $t=300, 900, 1800$ 秒における氾濫水の拡がりの範囲であり、同心円は、破堤時刻を $t=0$ 秒とした時の避難命令の伝達範囲である。ここでは、特にGR24について検討する。CASE Aでは避難行動が氾濫水とは無関係にできるため、最短路となるDS1を避難地を選んでいいる。CASE BではDS1に移動するが途中で氾濫水に捕まって移動できなくなっている（別途得た水深の情報から、水深が70cm以上の格子で移動できなくなっている）。CASE Cでは、破堤30分前に避難行動を開始しているので、無事DS1に避難している。CASE Dでは、避難地DS1が $L_2 < a \cdot L_1$ なる範囲に入っているために別の避難地であるDS2へ避難している。CASE Eではまず、 $L_2 < a \cdot L_1$ なる範囲にDS1が入っているが氾濫初期にはDS1への最短避難経路が冠水していないので、一旦その経路を利用してDS1の方向へ移動するが、時間経過とともにDS1への最短避難経路が冠水するので途中から引き返して地盤高を嵩上げして冠水しないようにした別のルート（この時点ではこのルートが最短となっている）を用いてDS1へ避難している。なお、引き返した時点でDS1の方がDS2よりも近かったことを断っておく。CASE Fでは、氾濫水がきて初めて避難を開始するので、歩行速度が速いかそれとも氾濫水の進行速度が速いか、また、周囲がすでに冠水しているかどうかで避難ができるか水に捕まってしまうかが決まる。この場合、GR24は氾濫水の進行方向を横切る形でDS2の避難地へ移動するため、途中で避難不可能な状態に陥っている。図4.19は、このときの破堤2100, 3000, 3900および5100秒後における湛水深の分布とその時刻におけるGR3、GR16およびGR24の位置を示したものである。これより、各グループは避難開始当初は氾濫範囲の中にいるが、GR3およびGR16は歩行速度が氾濫水の拡がる速度よりも速いために氾濫域を脱し、その後は氾濫水に捕捉されることなくDS2に到着していることがわかる。一方、GR24は、5100

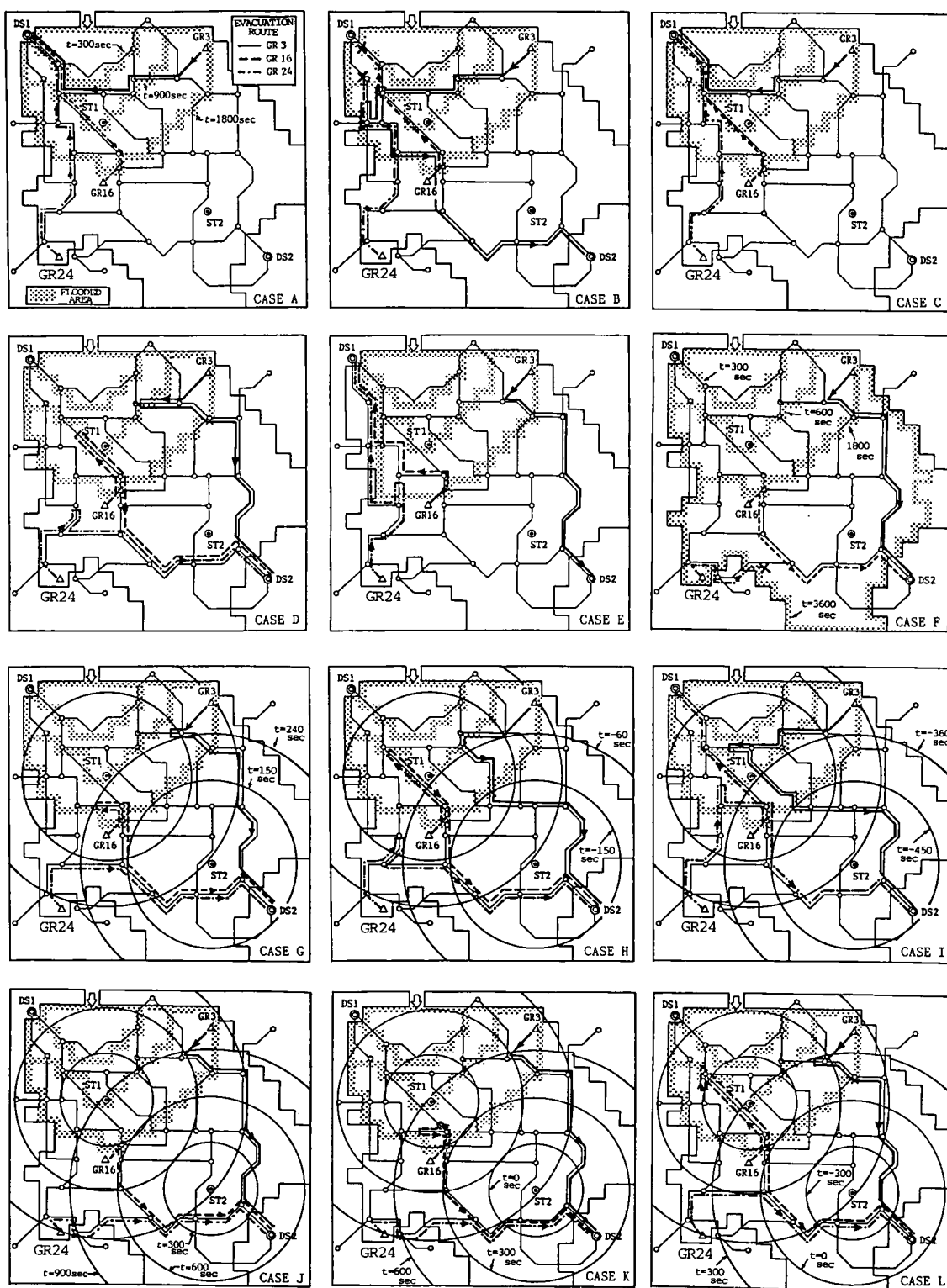


図4.18 各計算ケースにおけるGR3、GR16およびGR24の避難経路の計算結果

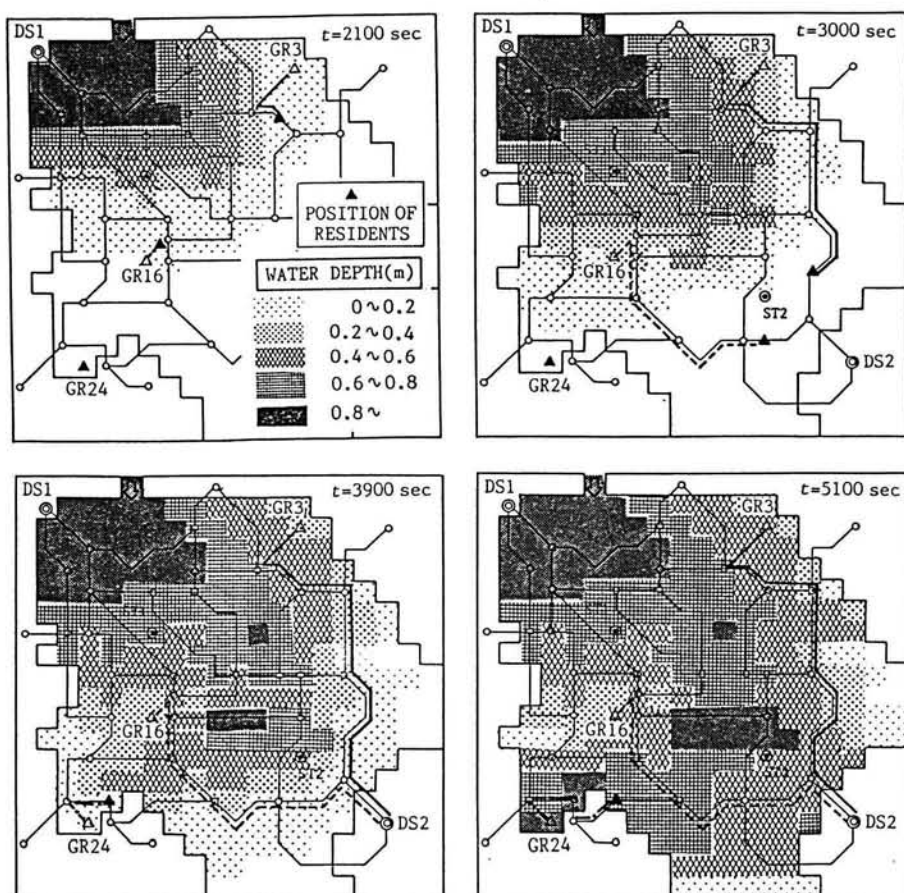


図4.19 湛水深の分布と住民位置との関係

秒以後には浸水のために移動不可能になってしまう。CASE Gでは破堤と同時に避難命令が出される場合であるが、情報伝達時間が240秒程度で、その後住区から幹線経路上のノードまで出る所要時間を加えると360秒程度となり、その間にDS1への避難経路が冠水するためにこのノードから一旦DS1へ向かうが、すぐにDS2へ避難地を変更するようである。伝達所要時間の有無でCASE Dと若干異なった避難となっている。CASE Hでは破堤5分前に避難命令が出されるが、破堤約1分前にこれがGR24へ伝達されるので、一旦DS1へ向かって避難し始めるが、破堤発生によりDS1が避難地として不適当となって、CASE Hよりは少しDS1に近付いた地点で避難地をDS2に変更している。CASE Iでは破堤10分前に避難命令が出されて破堤約6分前にこの命令が伝わってくるので、DS1へさらに近付いてから途中で避難地をDS2に変更している。CASE J,Kでは、伝達速度が遅いので両ケースとも破堤後の移動となり、DS1は氾濫により避難地として不適当と判断され、最寄りのノードへ出てすぐに避難地をDS2に選んでいる。CASE Lでは避難開始時刻が早いので、最初DS1へ向かうが、すぐにDS2に避難地を変更していることがわかる。他のグループについてもほぼ同様の結果となっている。

つぎに、群集流動による避難の歩行速度の変化をみてみよう。水深の影響を除外するためにここではCASE Aについて検討する。図4.20は、全ての道路幅員を5,9および13mの3通りに変化させたときの

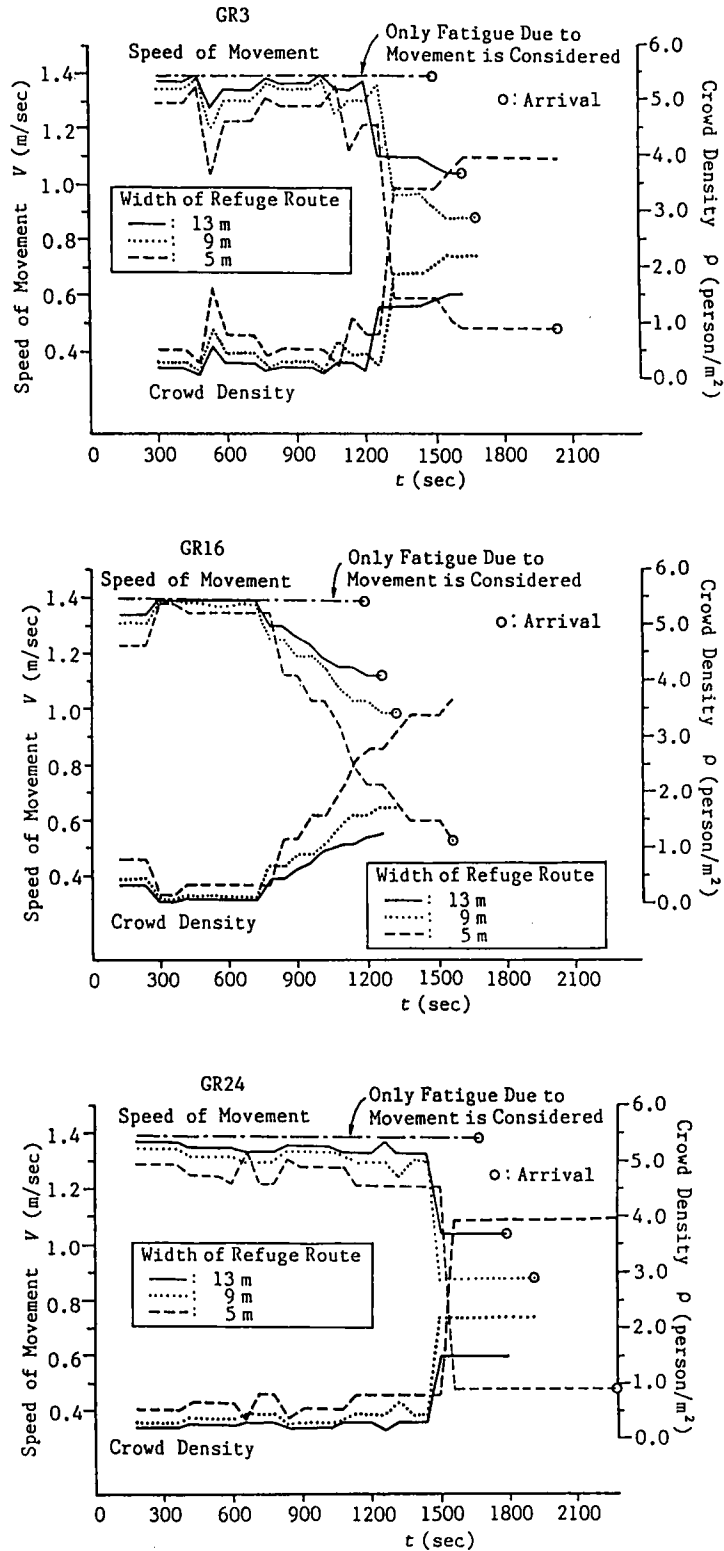


図4.20 住民グループの移動速度と経路上の人口密度との関係

GR3,GR16およびGR24の各グループの歩行速度と経路の人口密度の時間変化および群集流動を考慮しないときの歩行速度の変化（疲労による歩行割引率のみを考慮）を示したものである。この図より、疲労による歩行速度の低下は、避難所要時間が短いこともあって避難中ほとんど変化していない。一方群集流動による歩行速度は、避難グループの同一経路上への合流あるいは別ルートへの流出および経路長の違い等により人口密度が時々刻々変化するためにこれに応じた変化を呈していることがわかる。また、道路幅員の違いは人口密度に直接反映されるのでこの影響も大きい。避難地近傍では各グループが合流してくるので人口密度が高くなって歩行速度が極端に低下していることがわかる。

以上より、ほぼ妥当な避難のシミュレーション結果が得られているものと思われるが、避難の予警報を出す時期については破堤時刻との関係から、早く出しすぎても、危険な破堤点方向への避難をする場合があり、また遅い方がかえって危険な方向を選ばないといった場合もあって避難命令の発令ないし避難行動の開始時期と破堤時刻との関係はかなり重要であると考えられる。

4. 3 巨椋流域を対象とした洪水氾濫による被害の推定

4. 3. 1 概 説

本節では、2. 6で行った巨椋流域を対象とした洪水氾濫計算に基づき、まず、1983年現在における堤内地の家屋の分布および人口の分布を用いて、一般家屋の被害額が仮想的に設定した破堤地点の違いによりどの様に算定されるのかについて検討する。ついで、土砂堆積による被害を含んだ被害算定を実行する。死者数の見積りに関しては、現在では洪水予報や避難の予警報システムが充実してきており、破堤氾濫が主たる原因となって、過去と同様の死者が生じるようなことはもはや無いかもしれないが、ここではまず防波堤からの越水で多くの死者が出たジェーン台風のデータからの回帰式である(4.3)式の適用範囲を限定した式を用いて評価してみる。ついで、避難の予警報と住民の避難行動を考慮した避難のシミュレーションを行い、避難条件と人的被害との関係を検討する。

4. 3. 2 家屋および人的被害の評価

(1) 計算条件

計算条件は、表4.5に示すとおりである。まず、CASE-A～Dまでが家屋密度の分布に1983年現在のデータを、人口の分布にはデータ収集の都合から1987年6月現在のデータ（各市区町村の地区別人口調査結果を家屋戸数の比で各格子に配分したもの）を使用した場合である。その人口分布を図4.21に示す。図2.47に示した家屋密度の分布と対応した結果になっているが、データ整理の煩雑さを避けるため、高層団地など浸水とは

表4.5 計算条件

CASE	Breach Point	Year	Condition of Bank Breach
CASE-A	P1	on 1983	Sudden Breach
CASE-A'	P1	on 1983	15min Required
CASE-B	P2	on 1983	Sudden Breach
CASE-B'	P2	on 1983	15min Required
CASE-C	P3	on 1983	Sudden Breach
CASE-C'	P3	on 1983	15min Required
CASE-D	P4	on 1983	Sudden Breach
CASE-D'	P4	on 1983	15min Required
CASE-E	P1	on 1965	Sudden Breach
CASE-F	P2	on 1965	Sudden Breach
CASE-G	P3	on 1965	Sudden Breach
CASE-H	P4	on 1965	Sudden Breach
CASE-I	P1	on 1983	Sudden Breach and Closing 2.5hr after
CASE-J	P1	on 1983	Sudden Breach Secondary Levee
CASE-K	P1	on 1983	15min Required Sediment Deposition

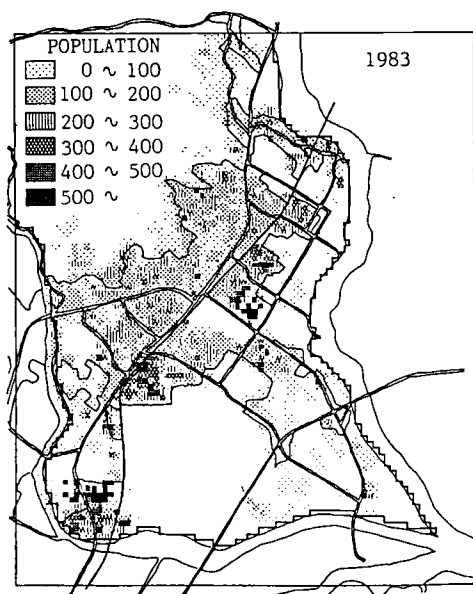


図4.21 1983年当時の巨椋流域内人口の分布

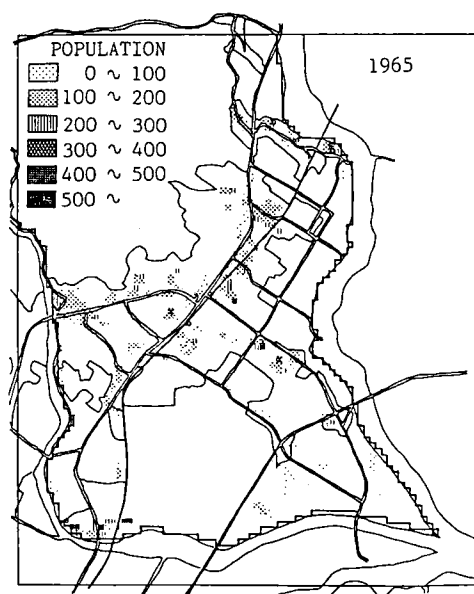


図4.22 1965年当時の巨椋流域内人口の分布

(格子内人口は1983年当時の値で、
分布は1965年の地形図の市街地分布
から求めたもの)

無関係なところに住居している人口も被害対象となっている。CASE-E~Hまでが、1965年当時の市街地分布（家屋密度は当時の情報が入手できなかったので1983年現在のものを採用している）を用いた場合である。なお、このケースでは当時の人口の分布が不明であるので、家屋被害のみを対象とし、人的被害の予測は行わないことにする。1965年当時の市街地分布は図4.22に示すようである。この図より、1965年当時では、主要道路の沿線にのみ市街地が点在しているが、1983年には巨椋池干拓地周辺部や宇治市、城陽市の山麓・田畑の市街化が進み、20年足らずで流域の宅地開発がかなり進んだことがわかる。

CASE-Iは、破堤地点をP1地点として、破堤開始2.5時間後に決壊口を締め切った場合である。

CASE-Jは、破堤地点をP1とし、図4.23の太線で示したところに、計算に用いた格子線の辺に沿って線状に高さ3mの二次堤を配置した場合に被害額の減少効果がどの程度になるかを見た場合である。なお、二次堤の一端は木津川右岸堤に、他の一端は国道24号線に接続している。また、CASE-Kは破堤地点をP1とした3. 4. 2におけるCASE-Asに対応しており、この場合の土

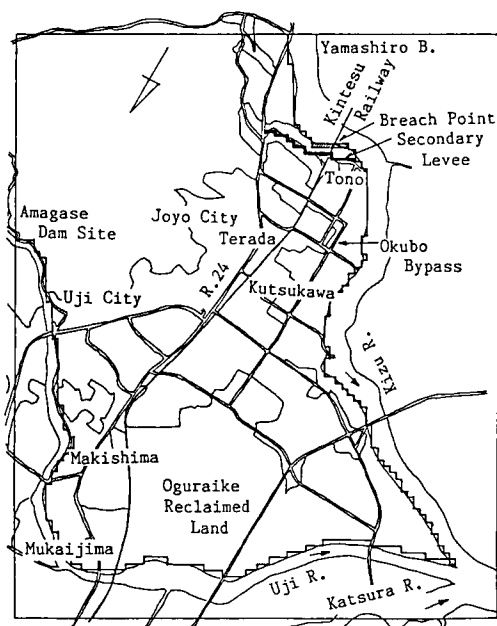


図4.23 二次堤の配置

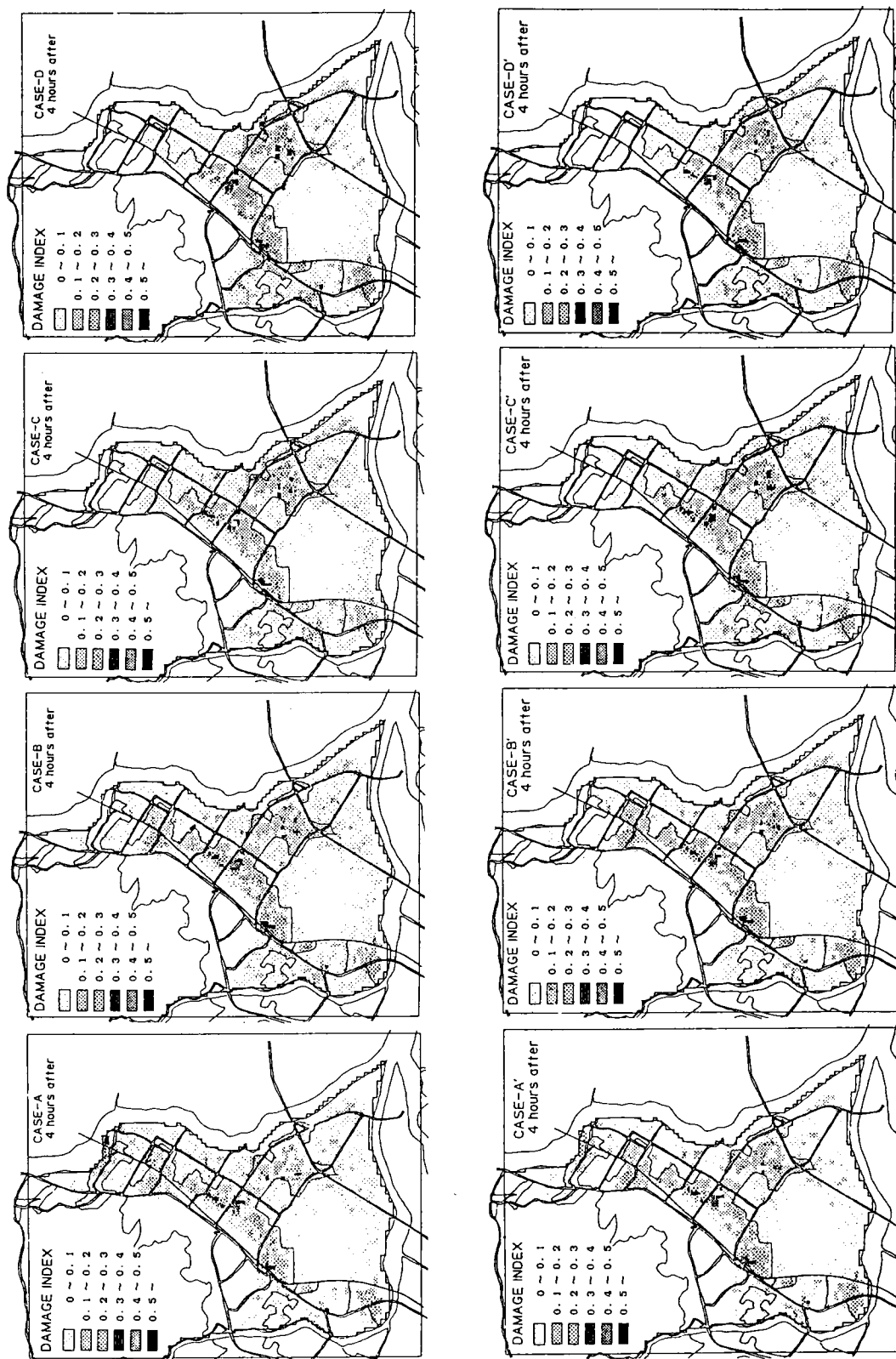


図4.24 破堤4時間後のCASE-A~D'の被害額指標 $E_{i,j}$ の分布

砂堆積による被害をも考慮した場合である。このときの計算条件は、3. 4. 2で設定したものをそのまま用いることにし、土砂堆積による被害率には図4.5に表4.3の土砂堆積による被害率を加算したものをを用いる。なお、洪水の条件は2. 6で用いたものと同じものをそのまま用いることにし、避難行動のシミュレーションの条件は後述の(4)で示す。

(2) 家屋被害

図4.24は、(4.1)式から求まるCASE-A,A',B,B',C,C',DおよびD'の破堤4時間後の被害額指標 $E_{i,j}$ の分布を示したものである。なお、被害率には洪水氾濫計算中にとり得た最大値を用いている。同図より、低平地の家屋密度の高いところで E の値は大きくなっている。CASE-Aでは、破堤点から鉄道線沿いに大きな E の値をとっているが、これは鉄道沿線で宅地化が進行してきたこととも対応している。

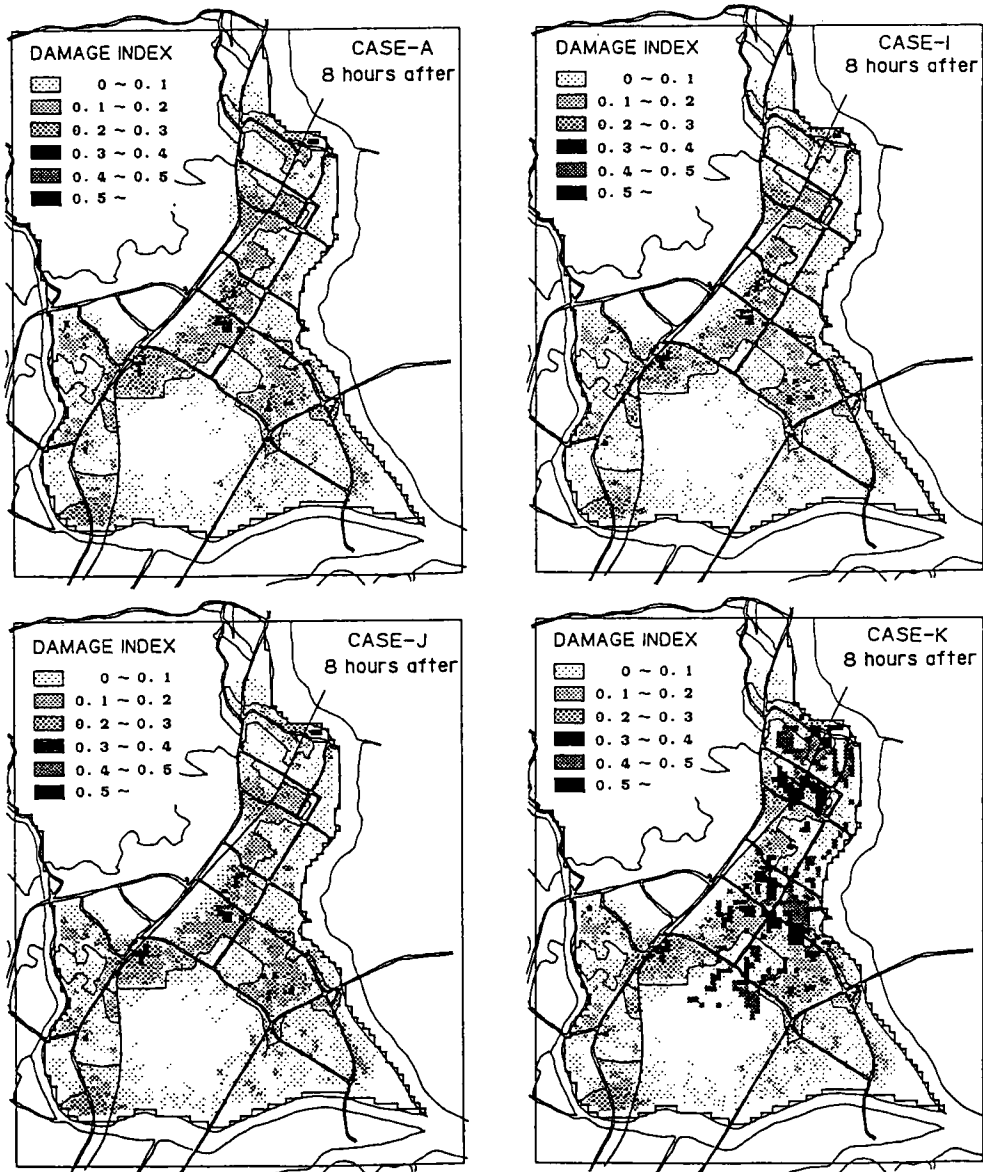


図4.25 破堤8時間後のCASE-A,I,J,Kの被害額指標 $E_{i,j}$ の分布

CASE-B, C, Dでは標高が高いP1地点付近まで氾濫水が進行していないかあるいは水深と流速が小さいこともあって、この付近の E の値は小さくなっている。一方、巨椋池干拓地周辺の新興住宅街ではP1地点まで氾濫水が拡がらない分、水深が大きくなって家屋も密集しているために E の値は大きくなっている。巨椋池干拓地の中央部分が水深が最も大きくなる場所であるが、家屋が存在しないために、 E の値はゼロになっている。破堤条件が異なるCASE-A', B', C'およびD'でも破堤4時間後には瞬間破堤の各計算ケースとほとんど同様な結果となっている。

図4.25は、CASE-A, I, JおよびKの破堤8時間後の被害額指標 $E_{i,j}$ の分布を示したものである。CASE-Aおよび破堤口の締切りを行ったCASE-Iおよび二次堤を配置したCASE-Jの被害額指標の分布はCASE-Aとこの時点でもほとんど同じである。土砂堆積による被害を考慮したCASE-Kでは、破堤4時間後ではこれらのケースと同様であったが、8時間後には土砂堆積が進行して被害率の増加が顕在化している（このことは、次の図4.26からもわかる）。なお、土砂が一旦堆積してその後侵食によって土砂堆積厚が減少しても、最大堆積厚を示した時点での被害率を採用している。実際には3章でも言及したように、侵食が起こらないと思われる堤内地の舗装道路や家屋が存在している格子での侵食を許していることや、家屋や構造物が存在していて土砂堆積が格子全体に起こらないような場合も、格子全体での河床変動計算をしていること、および全格子は 120μ の土粒子径をもった移動床からなるとしていること等も実際とは若干異なる河床変動現象となって、それが被害率にも影響しているものと思われる。

図4.26は各ケースについて被害額指標の全メッシュにわたる総和 E_T の時間変化を示したものである。同図より、まず、CASE-A~Kは破堤後4時間まで急激に E_T の値が増加し、それ以後の増加の割合はCASE-Kを除いて小さいことがわかる。これは、被害額指標が大きくなる家屋密集地帯である巨椋池干拓地周辺が、破堤地点がどこであっても、破堤後4時間までに急激に湛水し、それ以後は氾濫範囲がさらに周辺部へと徐々に拡大していくとともに被害額指標も徐々に増加していくからだと思われる。また、破堤地点がP4, P3, P2, P1の場合のケースの順で、破堤4時間後以降の E_T の増加の割合が小さくなっている。この理由は以下のように考えられる。すなわち、地盤標高の低いP3やP4地点での破堤のケースであるCASE-CやCASE-Dでは、氾濫水が巨椋池干拓地に十分湛水した後は、標高の高いP1方向への湛水が進行する。逆勾配の場での氾濫であるため、このとき的水深は小さく、被害を受ける家屋も巨椋池干拓地周辺ほど多くない。

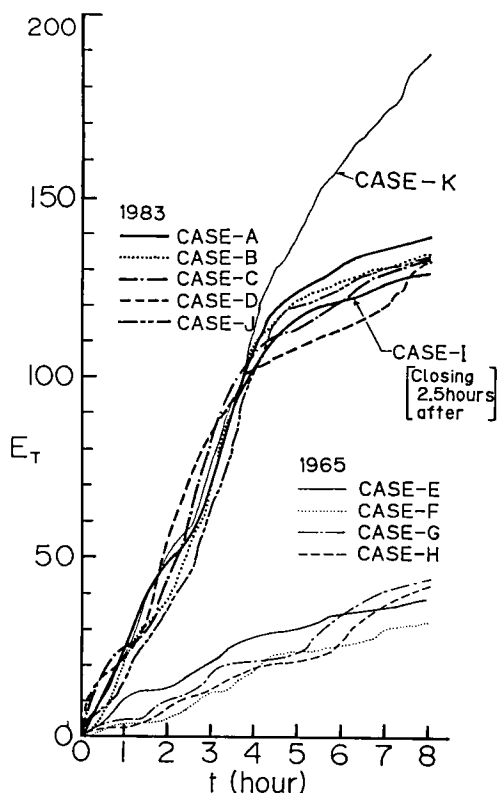


図4.26 被害額指標 $E_{i,j}$ の全メッシュにわたる総和 E_T の時間変化

一方、CASE-AやCASE-Bでは、P1およびP2地点付近の家屋被害を生じさせた後、家屋密度の高いところを通過して巨椋池干拓地に湛水し、湛水がさらに進行して周辺の家屋密度が高い地域にも被害を生じさせるためであろう。CASE-Kでは破堤後4時間までは他のケースと同様であるが、土砂堆積の進行にともなってそれ以後も増加を続ける。CASE-Iの堤防の締切りの効果は破堤4時間後（締切り後1.5時間）程度から現われはじめ、8時間後には E_T の値はCASE-Aと比して10程度減少している。CASE-Jの二次堤を配置した効果は破堤開始直後から現われているが、8時間後には E_T の値はCASE-Aに比して10弱程度減少しており、土砂堆積の影響を考慮した計算では、これに比して50程度増加している。

これら全てのケースにおいて、流入境界でのハイドログラフは時間とともに増加していく傾向にあったが、これは実際の洪水ハイドログラフとはかなり異なっており、 E_T の時間変化過程もハイドログラフの影響を強く受けているものと思われる。

1965年当時の市街地分布を用いたCASE-E～Hの結果と比較すると、 E_T の値はその3倍以上にもなっており、現在、この流域における災害ポテンシャルがかなり増大していることが知れる。被害額指標 E_T を被害額 C として知るためには、(4.2)式を用いて評価することができる。いま、 $A=70\text{m}^2$ 、 $C_0=700$ 万円とすると、被害額はCASE-A～CASE-Dでは破堤8時間後の状態で、2000億円程度と見積られ、破堤地点の違いによる被害額の有意な差はあまり見られない。破堤2.5時間後の破堤点の締め切りによる被害額の減少効果は160億円程度で、二次堤の配置によるそれは130億円程度と推定される。さらに、土砂堆積による一般家屋の被害額の増加は800億円程度に見積られる。

(3) 回帰式を用いた人的被害の予測

さて、洪水氾濫による死者数の予測については、洪水の予警報、避難、堤防決壊の時刻によって事態がかなり異なってくると思われるが、ここでは、前述した水谷によるジェーン台風時の死者率と水深との関係式を、次式のように適用範囲を限定して用いることにする。

$$\left. \begin{aligned} \log D &= -5.40 + 9.09h, & (0 < h \leq 4.0) \\ \log D &= -1.80, & (h > 4.0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.15)$$

上式より、各メッシュにおける人口を $R_{i,j}$ とすると、各メッシュでの死者率が(4.15)式で評価できると仮定すると、各メッシュの死者数 $R_{Di,j}$ は

$$\left. \begin{aligned} R_{Di,j} &= R_{i,j} D = R_{i,j} (10^{-5.40+9.09h}), & (0 < h \leq 4.0) \\ R_{Di,j} &= R_{i,j} D = 10^{-1.8} R_{i,j}, & (h > 4.0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.16)$$

となる。結局、洪水による全死者数は

$$R_{DT} = \sum_i \sum_j R_{Di,j} \dots\dots\dots (4.17)$$

で求まることになる。

図4.27(a)～(f)は、破堤4時間後における死者数の分布を示したものである。破堤地点の違いによる死者数の分布の相違は被害額と同様の傾向を示している。すなわち、CASE-Aでは、破堤点P1近傍の城陽市富野、寺田、久津川地区および宇治市大久保地区にかなりの死者数が算出されているのに対し、CASE-Bでは富野および寺田地区の被害が少なくなる一方で、伊勢田、小倉、向島地区などの巨椋池干拓地周辺部での被害が増加している。CASE-Cでは富野、寺田、久津川地区での死者はほとんどなく、CASE-Dでは大久保地区での死者が極端に減少し、巨椋池干拓地周辺部に限られている。CASE-Iおよび

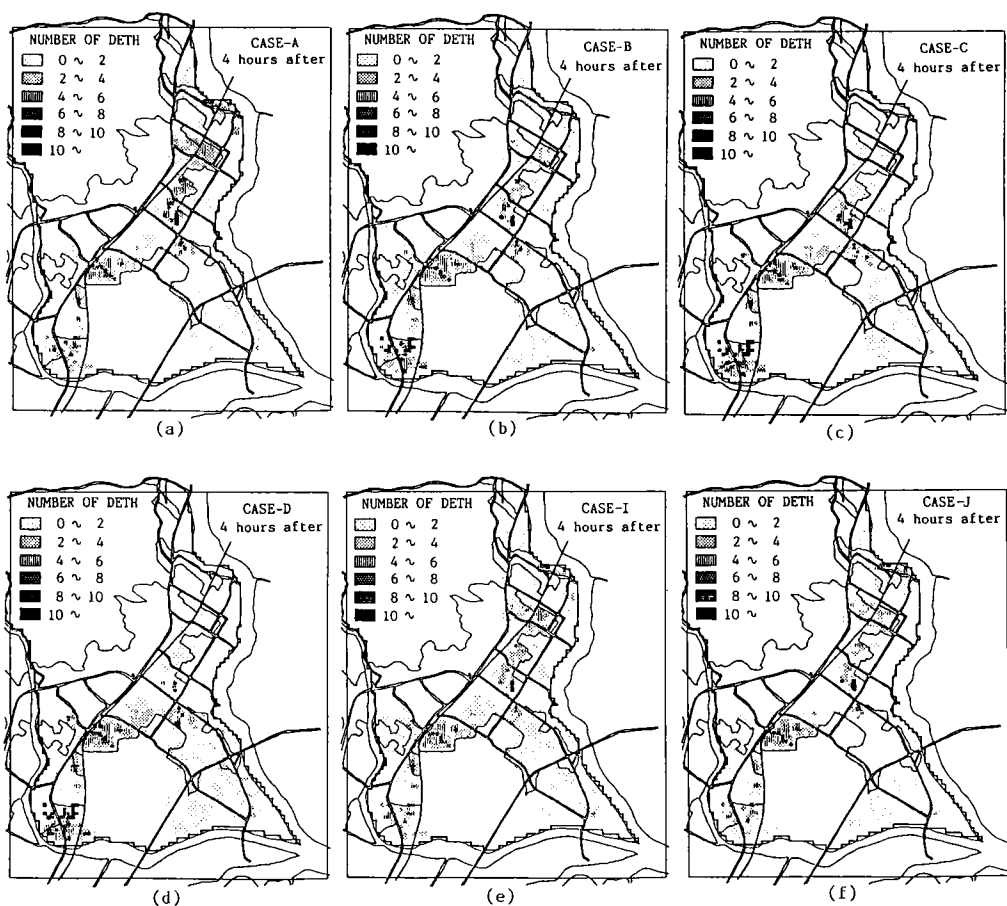


図2.47 破堤4時間後の死者数の分布に関する計算結果

CASE-JとCASE-Aとは違いが明確ではないが、若干締切りと二次堤の配置による効果も認められる。各ケースにおける死者数の時間変化過程を示したのが図4.28である。破堤8時間後には2000人程度の死者が出る結果となっている。この図より、堤防の締め切りの効果が2.5時間後から顕著に出ており、二次堤の配置による効果もかなり認められる。ただし、この場合、本堤と二次堤との間にも人が存在していることになっているので、破堤直後にはかえって死者数が増えている。これら各ケースの死者数の計算では、人口密度の高い格子は、ほとんどが高層アパートなどであり、実際には被害の対象外とすべきところの人も被害対象となっているため、過大

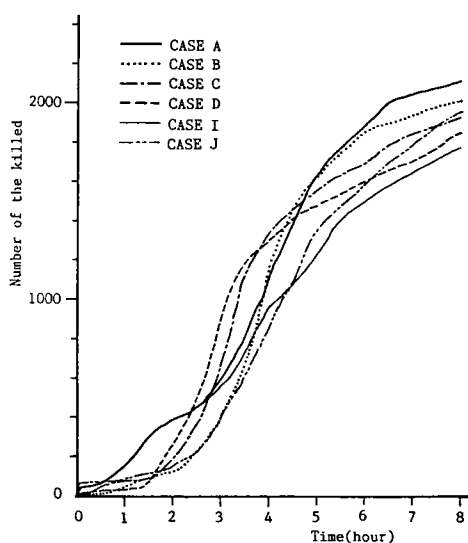


図4.28 各ケースに対する死者数の時間変化

な見積となっている。さらに、前述したように、実際には避難によって救われる人も多数生じるものと思われる。したがって、避難のシミュレーションと氾濫計算とを同時に行ったより実際の要因を考慮した人的被害の予測を行うことが重要である。

(4) 避難行動を考慮した人的被害の評価

ここでは、4.2.5で示した避難のシミュレーション手法と氾濫計算とをリンクした解析を巨椋流域に適用する。氾濫計算の条件は4.3.2(1)と同様である。図4.29に避難地および交差点ノード、避難命令発信の基地局および幹線経路からなる避難ネットワークの配置図を示す。基地

局には、各市町の7箇所の消防署、消防派出所を選んだ。交差点ノードは190個で、そのうち避難地ノードには各市町村の地域防災計画^{(20), (21), (22), (23)}を参考として72個を選んだ。住区の個数は144である。なお、1格子内に複数の避難地があるときはそのうちのどれか1つを選び、収容数の限度はないものとした。破堤条件は瞬間に想定破堤格子の地盤高が堤内地側の地盤高になるものとした。なお、氾濫計算は河道も含めて行い、時間差分間隔は2秒、1分毎に避難の計算を実行した。道路幅員は、13m、9mおよび5mの3種類とし、13mの道路は国道1号線のみで、国道24号線や主要道路は9m、その他の地方道や堤防上の道路は5mとした。

Manningの粗度係数は堤内地で

$n=0.04$ 、河道内で $n=0.025$ とし、避難地範囲指定の係数 α は1.0とした。

避難のシミュレーションを表4.6に示す40ケースについて行った。避難予警報の伝達速度 V_t が無限大、すなわち避難の予警報が発令されると同時に一斉に各住民グループが避難を開始する場合と、サイレン等による伝達速度として $V_t=300\text{m/分}$ あるいは広報車等による伝達速度として $V_t=85\text{m/分}$ を用い¹⁸⁾、この情報が各格子まで伝播して初めて避難を開始する場合、避難の予警報がそれぞれ破堤0, 15, 30分前に発令される場合および氾濫水が来て初めて避難を開始する場合の10通りと、それぞれについて破堤点をP1、P2、P3およびP4の4通りに選んだ計40通りである。

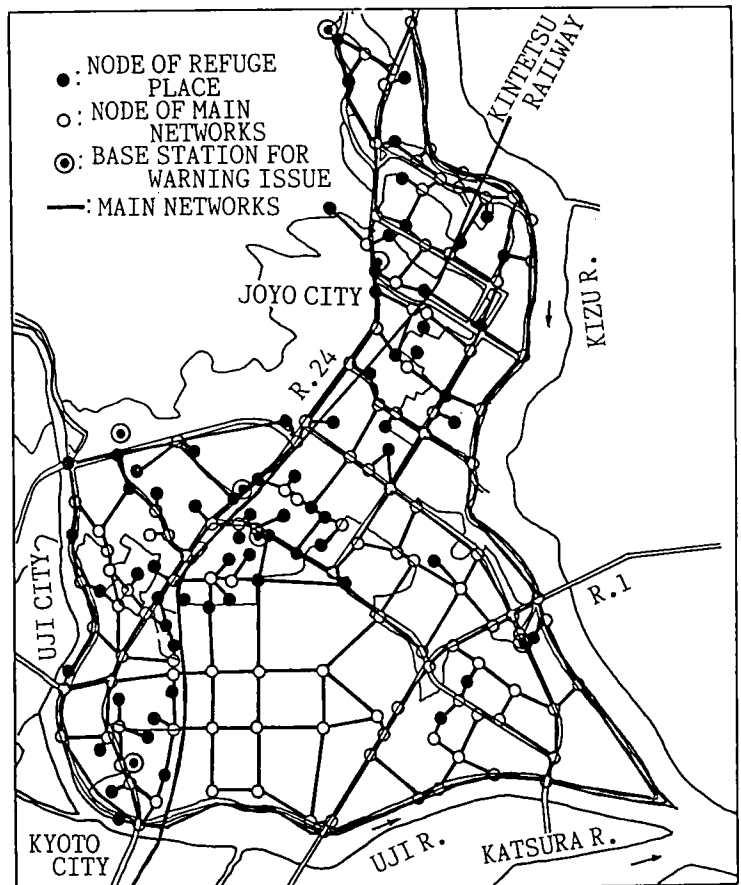


図4.29 巨椋流域における交差点ノード避難地、避難命令発信の基地局および避難経路の配置図

図4.30は、各基地局から同時に避難命令を発令し、その情報が基地局を中心とした同心円状に拡がっていくとしたときの避難開始時刻の分布を示したものである。なお、破堤開始時刻を $t=0$ 秒としている。伝達速度が5m/sの場合、10分以内に情報が全住民に伝達されることがわかる。伝達速度が1.4m/sでは、場所によって避難開始時刻にかなりの差がみられ、30分以上かかる場所も存在する。基地局として消防署を用いたため、これが位置する周辺部での情報伝達所要時間が当然短くなっているが、洪水時の警報がどこから発せられるのかは地域防災計画でも明確にはされていない。たとえば火の見やぐらがあるような公民館ではたいいサイレンがあり、こういった所からも避難警報が出されるのか、市役所や警察署からも出されるのか明確でない。避難開始時刻が早いか遅いかで避難がうまくいくかどうかが決まることもあるので避難命令発令の基地局を明確にしておくことが重要となろう。

図4.31および図4.32は、それぞれ破堤と同時に全住民グループが一斉に避難行動を開始するCASE 1-AとCASE 4-Aについて破堤10分および20分後の氾濫水の湛水深の分布と避難の状況、すなわちどの位置にいた住民グループが避難を無事完了したか、避難中かあるいは水深が70cm以上の氾濫水に捕捉されて避難不可能な状態になったかを示したものである。破堤と同時に全住民グループが避難を開始するので、破堤10分後には大部分のグループが避難を完了していることがわかる。しかし、両ケースとも破堤口近傍にいたグループは避難不可能な状態に陥っている。CASE 4-Aの場合、破堤10分後、国道1号線付近に多くの避難中の住民がみられる。破堤20分後にはその数は減少してはいるものの、氾濫域の拡大により避難不可能となった住民も増加している。CASE 1-Aでも破堤10分後にはまだ氾濫水の影響が無い国道1号線付近に多くの避難中のグループがみられる。その原因としては、図4.29からもわかるように、この付近に避難施設が少ないこと、避難経路の選択が限られており、もともと避難地までの所要時間がかかること、とくにCASE 4-Aでは氾濫域の拡大に伴い、最寄りの避難地が避難地として不適当となるために経路を変更し、国道24号線付近の別の避難地に移動すること等が考えられる。

表4.7は破堤40分後（各A～Iのケース）あるいは4時間後（各Jのケース）における各ケースの避難

表4.6 避難のシミュレーションの計算ケース

CASE	Propagation Velocity of Refuge Order V_t (m/sec)	Time of Refuge Order Issue T_g (sec)	Bank Breach Point
1-A	∞	0	P1
1-B	5.0	0	P1
1-C	1.4	0	P1
1-D	∞	-900	P1
1-E	5.0	-900	P1
1-F	1.4	-900	P1
1-G	∞	-1800	P1
1-H	5.0	-1800	P1
1-I	1.4	-1800	P1
1-J	Refuge starts when mesh is inundated		P1
2-A	∞	0	P2
2-B	5.0	0	P2
2-C	1.4	0	P2
2-D	∞	-900	P2
2-E	5.0	-900	P2
2-F	1.4	-900	P2
2-G	∞	-1800	P2
2-H	5.0	-1800	P2
2-I	1.4	-1800	P2
2-J	Refuge starts when mesh is inundated		P2
3-A	∞	0	P3
3-B	5.0	0	P3
3-C	1.4	0	P3
3-D	∞	-900	P3
3-E	5.0	-900	P3
3-F	1.4	-900	P3
3-G	∞	-1800	P3
3-H	5.0	-1800	P3
3-I	1.4	-1800	P3
3-J	Refuge starts when mesh is inundated		P3
4-A	∞	0	P4
4-B	5.0	0	P4
4-C	1.4	0	P4
4-D	∞	-900	P4
4-E	5.0	-900	P4
4-F	1.4	-900	P4
4-G	∞	-1800	P4
4-H	5.0	-1800	P4
4-I	1.4	-1800	P4
4-J	Refuge starts when mesh is inundated		P4

*) $T_g=0$ (sec) means that evacuation order is issued concurrently with river bank breach.

*) $V_t=\infty$ (m/s) means that refuge starts all together with evacuation order issued.

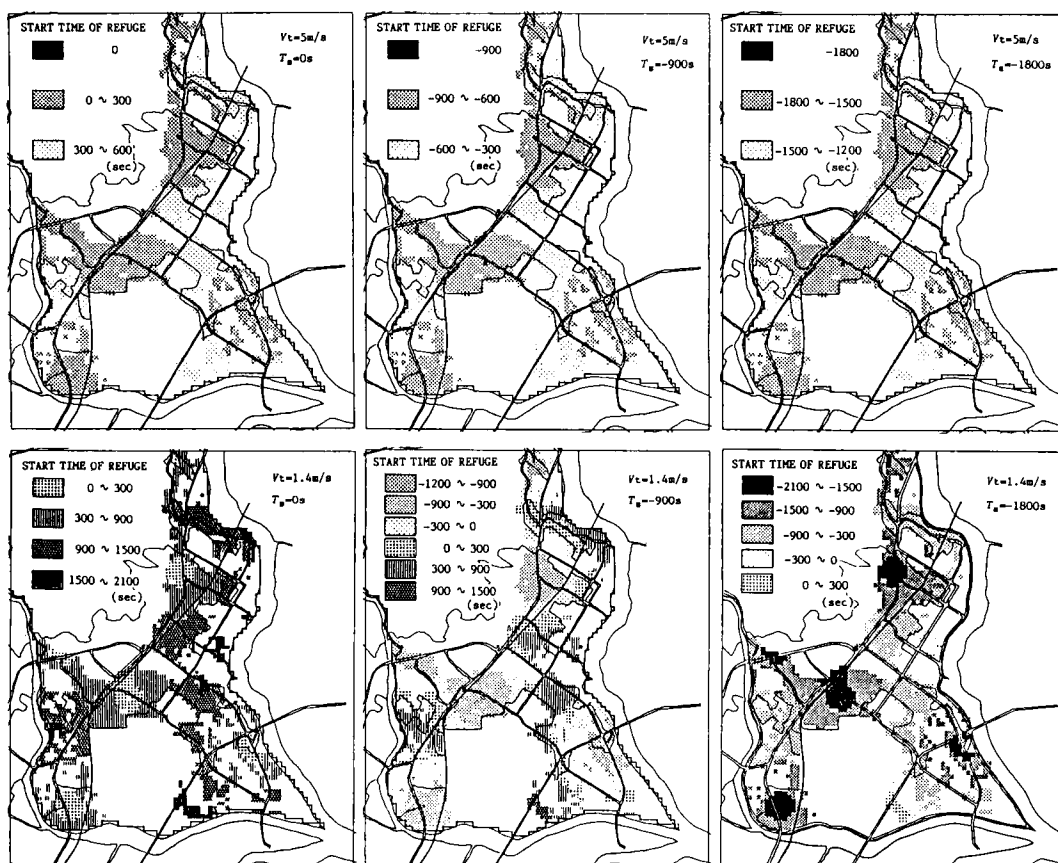


図4.30 避難開始時刻の分布

完了者数、避難未了者数（避難中の者は除く）、平均避難所要時間および遭難者平均移動時間（避難不可能となった者が避難開始から避難不可能な状態に至るまでの平均時間）を示したものである。この表より、平均避難所要時間は各ケースとも5分程度で破堤点や伝達速度および避難開始時刻の違いによってあまり差がないことがわかる。また、遭難者平均移動時間もCASE 4-Dが1400秒程度、CASE 2-I, 3-D, 4-E, 4-Iが1200秒程度でその他は1000秒以下であり、避難未了者の多くは避難行動開始からかなり早い時期に避難不可能な状態になっていることがわかる。避難未了者数に着目すると、これはケースによりかなりばらつきがある。氾濫水がきてから避難を開始する各Jのケースでは避難中の者も相当数認められ、避難未了者数が50,000人規模となっている。ついで避難未了者が多いのは破堤と同時に避難命令を発令する場合で、各BとCのケースのように伝達に時間がかかり、破堤後かなり時間が経過してから避難を開始するといった危険な状態での避難となるからである。このときは後出の図4.33や図4.34でもわかるが、破堤口近傍の住民が避難不可能となっている。一方避難未了者数が少ないのは、破堤15分および30分前に一斉に避難する場合である。とくに各G、Hのケースでは全て避難未了者数がゼロとなっている。したがって、この流域では破堤後40分までに全員が避難を無事完了するには、少なくとも破堤30分前には避難命令を発令し、しかも情報の伝達速度が5.0m/s以上が必要であることがわかる。破堤点に着目すると、P1地点での破堤が他の場合より避難未了者が多くなっている。

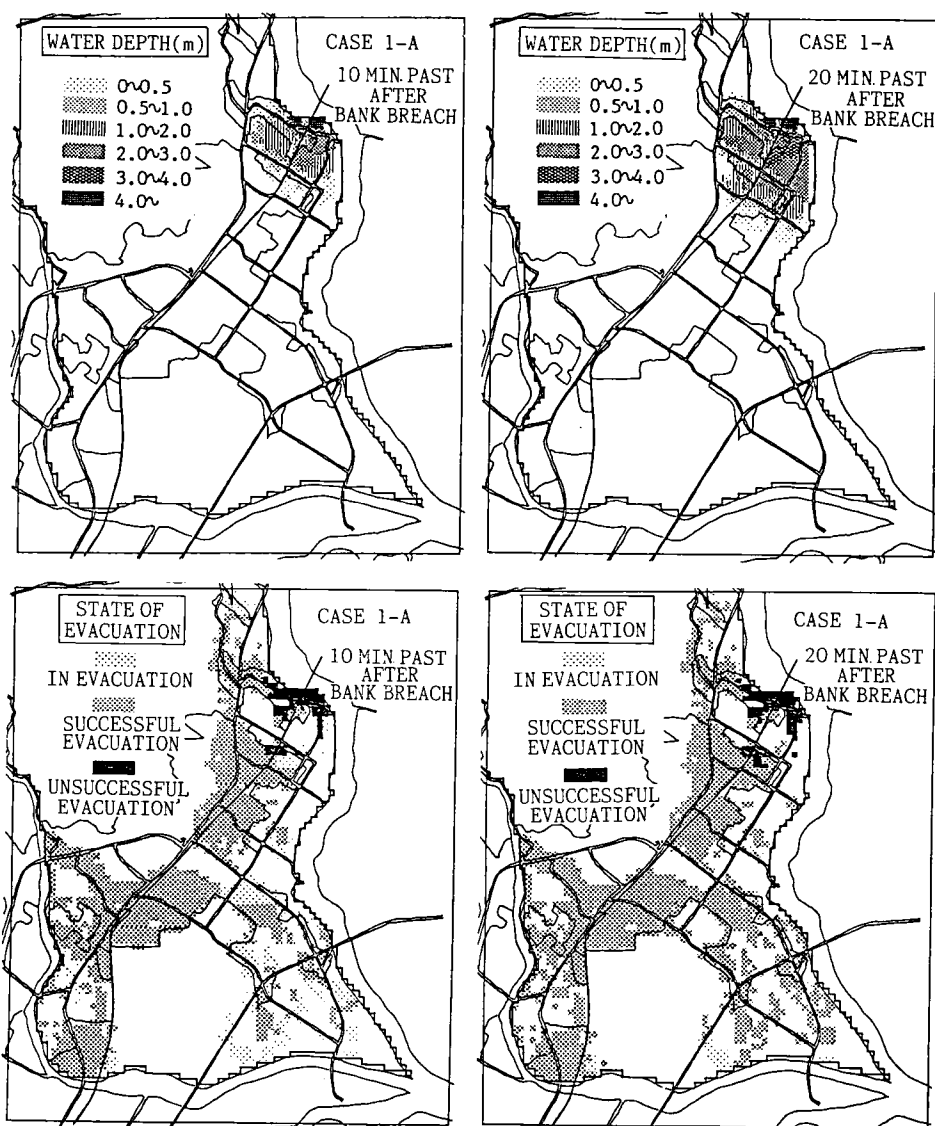


図4.31 破堤10分および20分後における湛水深の分布と避難状況 (CASE 1-A)

これは、P1破堤点の近傍に人口が密集した地域があるため、この地点での破堤が極めて危険なことを物語っている。しかし、CASE 1-GやCASE 1-Hのように早期の避難が行われれば、避難完了度はかなり高まると言える。

つぎに、各避難条件のもとでどの地域の住民が避難困難な状態になるのかを見てみよう。図4.33および図4.34は、それぞれP1とP4を破堤点に選んだときの、破堤40分後あるいは4時間後における避難の状況を示したものである。なお、破堤後40分までに住民が避難を完了したケースは省略してある。CASE 1-Aや4-Aのように破堤と同時に一斉に避難を開始するケースでは避難未了者は破堤点付近の狭い範囲に分布している。これは、破堤と同時に避難を開始するために破堤点付近の住民は避難開始後短時間で避難不可能となるが、破堤点から若干離れた場所の住民は破堤後の開始にもかかわらず、氾

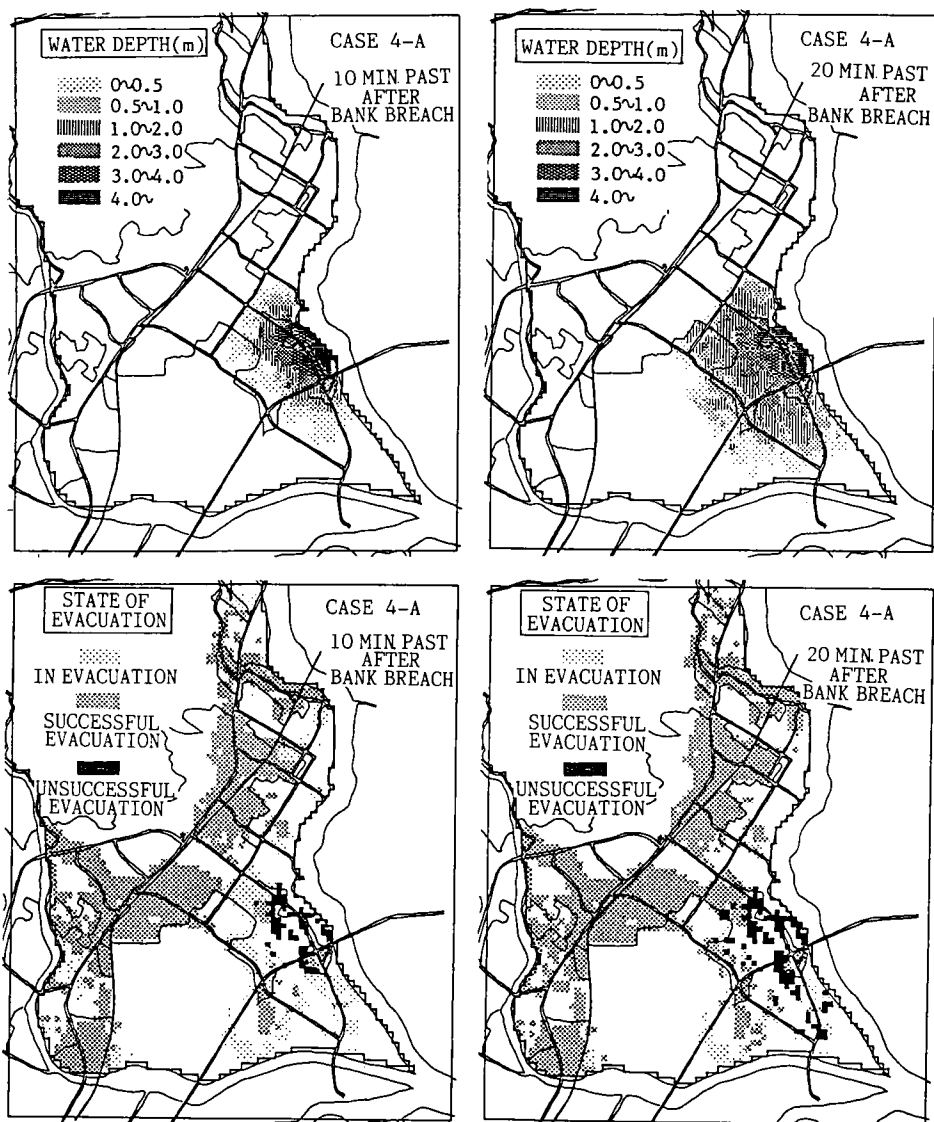


図4.32 破堤10分および20分後における湛水深の分布と避難状況 (CASE 4-A)

溢水の拡がりに対応して水の無い方向の避難地を選択して無事避難できるからだと思われる。平均避難所要時間はそのため、CASE 1-B, 1-CやCASE 4-B, 4-Cと比較して若干長くなっている。CASE 1-B, 1-CやCASE 4-B, 4-Cでは、破堤直後に避難命令が発令されるため、情報伝達に時間がかかり、破堤点から離れた地域での避難開始が遅れ、CASE 1-AやCASE 4-Aよりも広い範囲に避難未了者が分布していることがわかる。また、情報伝達速度が5.0m/sと1.4m/sとでは遅いケースの方が避難未了者が広い範囲にわたって存在し、その数が格段に多くなっていることが表4.7からもわかる。このことは他のどのケースについても言える。CASE 1-E, 1-FおよびCASE 4-D, 4-E, 4-Fでは、各A, B, Cのケースに比して避難未了者数が激減している。これは、避難勧告の発令時期を破堤15分前にしたためである。ところが、伝達時間を全く要しないCASE 4-Dでも破堤点から離れた地点の住民が避難未了となっている。この原

表4.7 破堤40分後の避難のシミュレーション結果

CASE	Number of Successful Evacuation	Number of Unsuccessful Evacuation	Mean Time Required for Successful Evacuation	Mean Time Required for Unsuccessful Evacuation
1-A	166,520	11,410	334(sec)	248(sec)
1-B	163,223	14,707	329	131
1-C	147,793	24,036	296	73
1-D	177,930	0	335	-
1-E	175,379	2,051	335	617
1-F	165,528	11,982	328	149
1-G	177,930	0	332	-
1-H	177,930	0	332	-
1-I	175,325	2,105	334	389
1-J	81,754	62,576	334	195
2-A	171,922	6,008	338	564
2-B	169,497	8,363	339	366
2-C	146,912	23,524	298	81
2-D	177,930	0	335	-
2-E	177,777	132	340	925
2-F	170,436	6,317	341	281
2-G	177,930	0	332	-
2-H	177,930	0	332	-
2-I	177,708	222	339	1,235
2-J	86,270	54,578	371	225
3-A	170,731	7,199	331	461
3-B	165,177	12,741	321	185
3-C	149,231	24,812	286	35
3-D	177,498	432	333	1,202
3-E	174,553	3,377	326	925
3-F	164,220	13,300	323	189
3-G	177,930	0	332	-
3-H	177,930	0	332	-
3-I	174,173	3,757	325	802
3-J	82,890	45,353	345	157
4-A	169,591	6,061	325	555
4-B	162,322	12,798	286	317
4-C	156,455	17,078	272	92
4-D	175,468	1,599	319	1,451
4-E	172,672	5,149	312	1,222
4-F	163,703	11,619	290	348
4-G	177,930	0	332	-
4-H	177,930	0	332	-
4-I	173,468	4,114	318	1,243
4-J	73,130	42,495	325	205

因は以下のように考えられる。すなわち、避難未了となる住民は、破堤点近くの避難地を最寄りの避難地に選択し、破堤前の15分と言う時間を利用してこの避難地へ向かおうとするが、避難地到着直前ぐらいに破堤が起こり、急激な冠水に見舞われて避難不可能になるからであろう。表4.7より、CASE 1-DおよびCASE 2-Dは全員が避難完了するが、それ以外のCASE 3-DおよびCASE 4-Dでは避難所要時間が他のケースよりかなり長くなっていることがこのことを裏付けている。このように、破堤点から少し離れた地点の住民は破堤前に破堤点に近付くといった避難地の選択方法に問題があったと言え、避難勧告には予想される破堤地点の情報などが含まれていないと危険な方向に避難してしまう、という

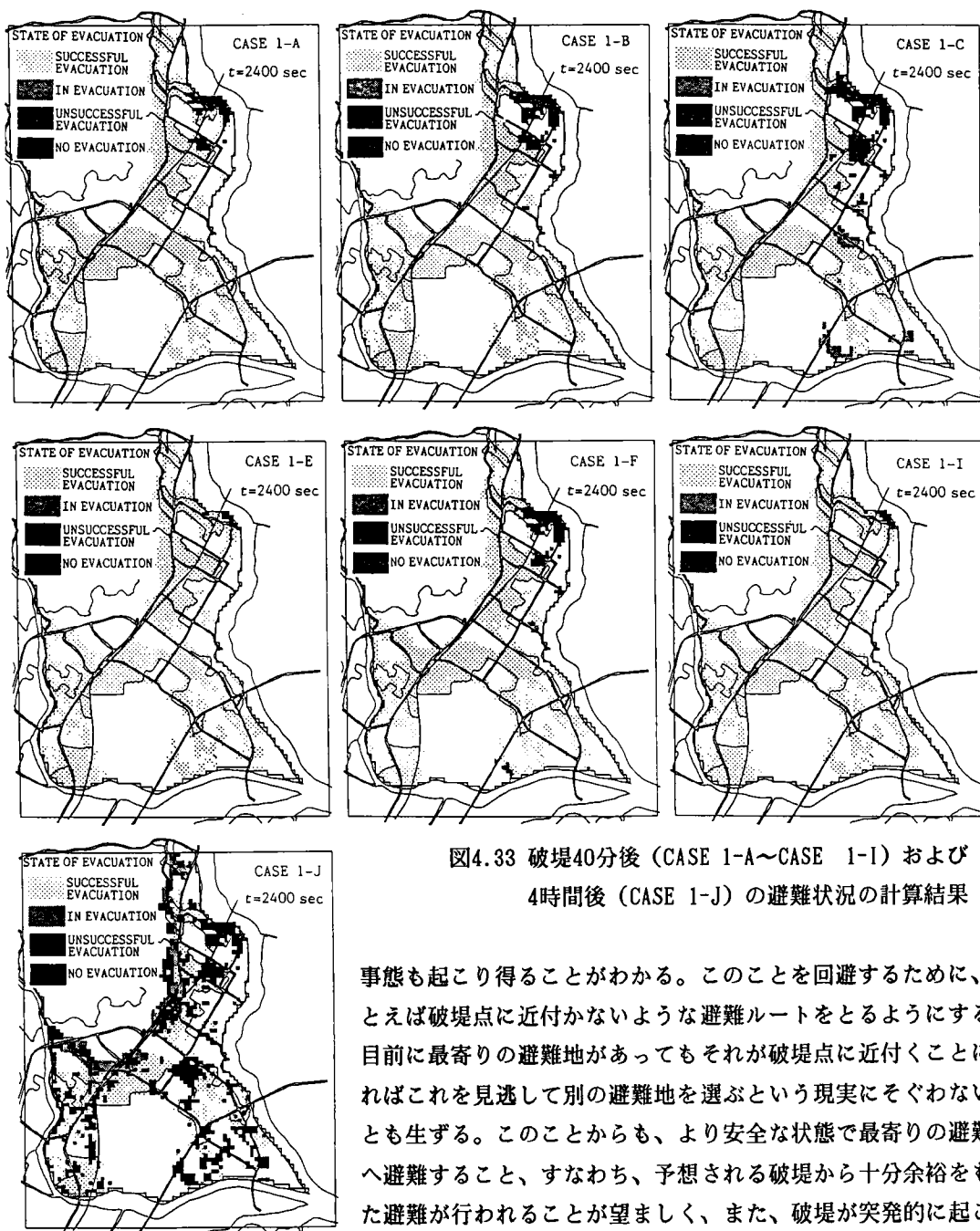


図4.33 破堤40分後 (CASE 1-A～CASE 1-I) および
4時間後 (CASE 1-J) の避難状況の計算結果

事態も起こり得ることがわかる。このことを回避するために、たとえば破堤点に近付かないような避難ルートをとるようにすると、目前に最寄りの避難地があってもそれが破堤点に近付くことになればこれを見逃して別の避難地を選ぶという現実にとぐわなことも生ずる。このことから、より安全な状態で最寄りの避難地へ避難すること、すなわち、予想される破堤から十分余裕をもった避難が行われることが望ましく、また、破堤が突発的に起こることは希であるので、警戒態勢がとられておればこのことは十分

可能であると思われる。

CASE 1-GおよびCASE 4-Gでは、破堤30分前という早い時期に一齐に避難し、CASE 1-HおよびCASE 4-Hでも情報伝達速度が速いので各ケースとも完全に避難ができていますが、各Iのケースでは破堤点近傍に依然多くの避難未了者が存在していることがわかる。これは、避難勧告発令時期が早いにもかかわらず、伝達速度が1.4m/sと遅いので、避難開始時刻が遅れて各Dのケースと同じ経緯を辿り避難不

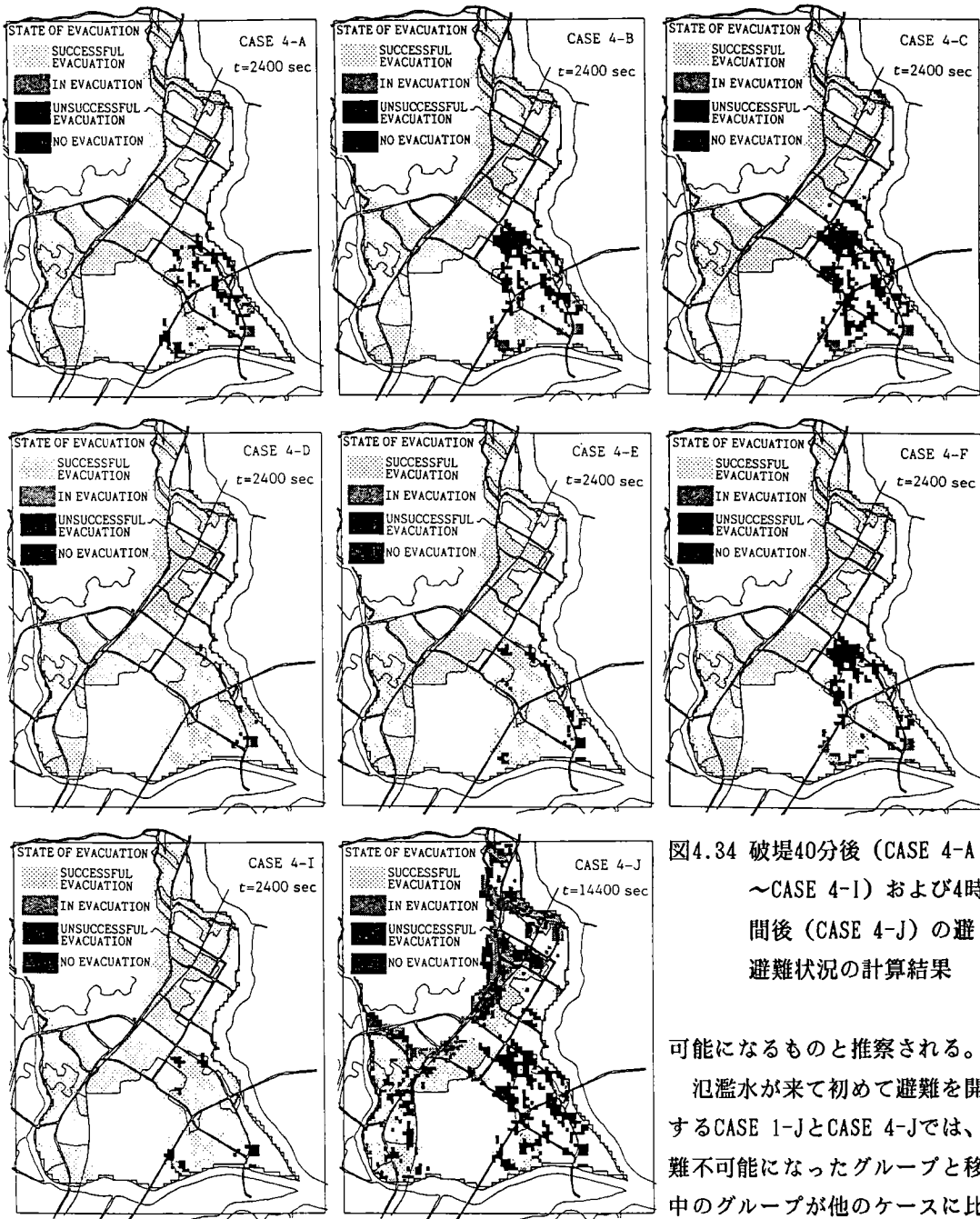


図4.34 破堤40分後 (CASE 4-A
 ~CASE 4-I) および4時
 間後 (CASE 4-J) の避
 難状況の計算結果

可能になるものと推察される。

氾濫水が来て初めて避難を開始するCASE 1-JとCASE 4-Jでは、避難不可能になったグループと移動中のグループが他のケースに比して極めて多くなっている。浸水が

始まってから避難を開始すること自体がかなりの危険を伴うことではあるが、モデル上、住区内の住民は細街路にいくら水深があっても決められたただ1つのネットワーク上のノードに出なければならなかったことも避難未了者を多く出した要因ではあると思われる。

4. 4 結 語

以上、ここでは氾濫計算に基づいた一般家屋被害と人的被害の評価方法について述べた。特定の流域における具体的な被害額や死者数の多寡について論じようとしたものではなく、あくまで、被害の評価法に対する方法論を展開した。被害額については、治水経済調査要綱の被害率が、水深と流速とで決まるとした大胆な仮定を用いて評価を行った。しかしながら、従来このような方法による被害の予測はほとんど行われておらず、ここで行なった方法はひとつの洪水災害危険度評価法として位置づけられるものと思われる。農作物の被害、家庭用品の被害等の直接的な被害や経済活動への障害や、清掃その他の出費、災害復旧費等の二次的被害、失業、収入の減少、土地の価値の減少等の間接的な被害、といった被害を考慮した被害額の算定も、洪水氾濫規模、範囲をここで示したシミュレーション法によって予測することにより可能となり、さらにきめの細かい被害の算定が可能となろう。

洪水氾濫水のダイナミックな動きを考慮した避難のシミュレーション法を提示し、避難予警報の発令時期やその伝達速度を種々変化させた条件下での人的被害の予測を行った。その結果、これらの条件の違いにより、避難の完了度、裏を返せば人的被害が大きく左右されることがわかった。ただ単に湛水深と死者率との回帰式を用いた予測では、このような要素が取り入れられないため、湛水とともに死者数が増大していくという結果になっており、情報化が進んだ現代ではこのような取り扱いは破堤氾濫に関してはもはや不適當と言えよう。人的被害を最小にするには的確に破堤の危険性を察知し、住民に避難勧告をするかが重要となる。このようなことは定性的には知られてはいたが、ここで示した方法によって、どの地点で破堤の危険性があるときにはどの程度前もって避難勧告を出せば良いかと言ったことがある程度定量的に評価できるようになったものと思われる。

実際の避難行動は、昼夜の違いによる移動の難易、2階建て以上では避難しないといったような住民の心理状態、過去の災害経験の有無等、種々の複雑な要因が関連し合っており、ここで示した内容はこれらがかなり簡略化されてるので、アンケート調査結果から得られた多くの成果を反映できるようより現実的な避難のシミュレーション法に改良する必要がある。

最後に、本手法は治水対策の効果をかなり容易に評価できる点も特徴である。建物の耐水化や土地利用規制、住民の避難行動といったソフト対策とハードな構造物による治水対策により、流域の治水安全度を総合的に高めることが重要であるが、それぞれの対策の効果を定量的に評価するのに本手法はきわめて有用であると思われる。

参 考 文 献

- 1) Takahashi, T. and H. Nakagawa: Hazard Zone Mapping in Respect to the Damages to Wooden Houses due to Breaking of Levee, Bull. DPRI, Kyoto Univ., Vol. 37, 1987, pp. 59-90.
- 2) 岩崎敏夫: 三陸海岸地帯における沿岸開発に伴う津波災害特性の変化に関する研究, 文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告書 (三陸大津波来襲時の被害予測, 研究代表者: 岩崎敏夫), 1977, pp. 159-169.
- 3) 角屋 睦: 大河川における洪水災害危険度 (京都府古川における事例研究), 文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告書 (洪水災害危険度の評価法に関する研究, 研究代表者: 高橋 裕), 1982, pp. 101-110.

- 4) 山岡 勲・藤田睦博:大河川における洪水災害危険度(石狩川における事例研究),文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告書(洪水災害危険度の評価法に関する研究,研究代表者:高橋 裕),1982,pp31-41.
- 5) 山本晃一・末次忠司・桐生祝男:氾濫シミュレーション(2),土木研究所資料第2175号,1985,pp.13-14.
- 6) Calle,E.O.F et al: Probabilistic Design of Flood Defences,Report of TAW Working Group 10,Delft,1985,pp.122-136.
- 7) Johnson,W.K.:Significance of Location in Computing Flood Damage,Jour.Water Res.Planning and Management,Vol.111,No.1,1985,pp.65-81.
- 8) Arnell,N.W.: Average Annual Damage by Flood Frequency Zone,Jour.Water Res.Planning and Management,Vol.112,No.1,1986,pp.104-113.
- 9) Mcbean,E, M.Fortin and J.Gorrie: A Critical Analysis of Residential Flood Damage Estimation Curves,Can. Jour. Civ. Eng.Vol.13,1986,pp.86-94.
- 10) Penning-Rowsell,E.C. and J.B.Chatterton: The Benefits of Flood Alleviation,Saxon House,1977,p.32.
- 11) Lusting,T.L., D.I.Smith and J.W.Handmer: Estimating Actual from Potential Flood Damages, and Assessing Alternative Floodplain Management Strategies,Hydrology and Water Res.Sym.Griffith Univ.,Brisbane,1986,pp.64-68.
- 12) 建設省河川局河川計画課:治水経済調査要綱,1984.
- 13) 水谷武司:水害対策100のポイント,鹿島出版会,1985,pp12-13.
- 14) 国土庁:防災白書,1986.
- 15) 水谷武司:人的被害の規模に関係する要因,国立防災科学技術センター研究報告,第31号,1983,pp.9-34.
- 16) 高橋 保:自然災害の現状と問題点(Ⅱ)ー土石流の場合ー,土木学会誌,Vol.68,1983,pp.33-35.
- 17) 高橋 保・中川 一・東山 基:洪水氾濫解析とリンクした避難のシミュレーション,水理講演会論文集,第33回,1989,pp.355-360.
- 18) 西原 巧:氾濫解析に基づく避難システムの河川工学的研究,京都大学学位論文,1983.pp.166-177.
- 19) 伊理正夫・古林 隆:ネットワーク理論,ORライブラリー12,日科技連,1976,pp.47-52.
- 20) 宇治市防災会議:宇治市地域防災計画,1985.
- 21) 城陽市防災会議:城陽市地域防災計画,1985.
- 22) 久御山町防災会議:久御山町地域防災計画,1985.
- 23) 京都市防災会議:京都市地域防災計画,1985.

第5章 扇状地における土砂氾濫災害危険度評価に関する研究

5. 1 概 説

土石流や崖崩れによる土砂の氾濫は、それ自身が強大な破壊力を持っていること、また、最近そのような場所が住宅地等として開発されてきていることによって、顕著な災害の原因となっている。従来、このような災害に対しては、構造物の設置によって氾濫を未然に防ごうとするハード対策に主眼がおかれてきたが、所期の目的を達成できないことも多く、また、対策を必要とする地域が多すぎて手が回らないといった問題も生じている。そのため、最近では、予め氾濫危険地域を指定して、居住を制限したり、避難体制を取ったりするソフト対策に力がいれられつつある。その際、どこが、どの程度の範囲にわたってどの程度の被害を被る可能性があるかを的確に予測し、被災の可能性の程度に応じた危険範囲の指定が行なわれなければならない。

土石流扇状地あるいは土砂流扇状地は比較的頻繁な土砂流出現象の生起によって形成されたもので、それだけに土砂災害の危険度の高い地域であると判断されるが、山間部にあっては、本流の洪水氾濫原に隣接する小高い洪水災害の危険度の小さい数少ない居住適地として利用されていることが多い。このような扇状地がすでに居住地域として利用されている場合、災害に対するソフト対策の一環として、きめ細かいハザードマップを作成することが緊要である。

わが国においては、このようなハザードマップの必要性は、つとに認識されており、建設省や地方自治体によって、土石流危険渓流の指定と当該渓流出口の扇状地における危険範囲指定の努力がなされている。建設省によって危険範囲指定のおよその基準として示されているもの¹⁾によれば

- (a) 氾濫開始点：谷の出口、扇状地頂部、勾配変化点、原地形勾配が 10° 以下で堆積開始、屈曲部も考慮
- (b) 堆積終息点： 3° （約 $1/20$ ）
- (c) 堆積土砂厚：土石流では $3\sim 5\text{m}$ 。土砂流では $2\sim 3\text{m}$ 以上が多いが、計画高水流量から求められた水位と比較して大きい値をとる。

のようになっており、これによれば扇面全体が危険域となってしまう場合や、急勾配の谷がいきなり 3° 以下の勾配をもつ扇状地とつながっている場合どのように考えてよいかわからないといった不都合も生じ、過去の実例と比較してうまく合致しないことも多いという問題点がある。外国においてもいくつかハザードマップ作成の試みがなされている。例えばアメリカ・コロラドにおいて、谷出口から 90m 以内の範囲では土石流が $v=4.5\text{m/sec}$ の速度を持っており、 $90\sim 180\text{m}$ の範囲内では 3m/sec の速度を持っているものとして、さらに、土石流の見かけ密度 ρ を 2g/cm^3 と仮定して、土石流の衝撃圧を計算して、衝撃圧別の二つの領域に危険域を区分して図示した例がある²⁾。衝撃圧は ρv^2 で計算するもので、谷出口から 90m 以内は衝撃圧 4.3t/m^2 、 180m 以内は 1.9t/m^2 の領域に相当している。同じくアメリカにおける雪崩に対する基準によれば³⁾、衝撃圧 0.5t/m^2 以上で扉を破壊して家屋内へ雪崩が侵入し、 3.0t/m^2 以上で木造構造物を破壊することになっているので、上記土石流の2危険領域は家屋全壊領域と、土砂の家屋への侵入領域とを区分したことに相当しているようである。

ここで示した日本とアメリカの例では、前者は土砂堆積範囲および堆積厚さを問題にし、後者は土

石流の破壊力を問題にしている。そして、どちらも過去のデータをもとに危険範囲を指定しようとしているのであるが、前者は地形勾配に着目し、後者は谷出口からの距離によって区分している。土石流あるいは土砂流による被害は直撃による家屋の全壊や半壊も問題であるし、巨礫を交えた土砂の厚い堆積も復興を阻害する大問題である。また、危険領域の大きさは単純に谷出口からの距離によって決まるものではなく、流下土石流の規模や性質の問題を除外しても、扇状地の地形が当然大きな影響を与えるはずである。といっても、また、扇状地上の地形勾配のみによって決まるとするものもあまりの単純化であって、前述のように扇状地勾配が 3° 以下であったりすると危険範囲が決められないといった問題を引き起こす。

泥流災害に対するハザードマップが用意されている例もある。図5.1は南米コロンビアのネバド・デル・ルイス火山の噴火災害予測の一環として求められた、ラグニジャス川から流出する泥流の予測堆積範囲と実際の堆積範囲とを示している。実際の堆積範囲は予測範囲と比較的良く一致していることが注目される。この予測範囲は過去14000年程度前までさかのぼって古い泥流堆積物を同定し、これと最も最近の1845年の泥流堆積とを参考として求められたものである⁴⁾。このハザードマップは災害の一ヶ月前には行政

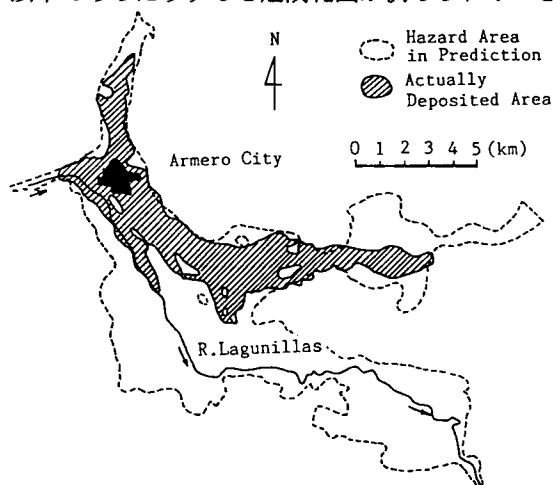


図5.1 ラグニジャス川から流出する泥流の堆積予測範囲と1845年の泥流堆積範囲

ることなく、1985年11月13日アルメロ市はその21000人に及ぶ住民を泥流災害によって失うことになった。そのような結果をもたらした原因には種々のものが想定されるけれども、ハザードマップそのものが十分な信頼性を持つものとして具体的なイメージを持って受け入れられなかった事情もあるのではないかと推察される。古い時代の大規模な泥流がどのような条件下で発生したのかがよく分からない、140年前と同じような規模の泥流が発生するのか、もしそのような泥流が発生しても、140年前と同じ場所に同じような厚さで堆積するかどうか分からない、泥流堆積危険範囲内であるといっても、泥流がどのような速さで、どのような破壊力を持ってやってくるのか不明である、といった種々の疑問点がハザードマップの活用を阻害する要因となることは十分に考えられる。

一方、上記の泥流の例はアルメロ市がルイス火山の火口から直線距離で50kmも離れ、泥流堆積範囲が 30km^2 にも及ぶ巨大災害である点に注意する必要がある。このような低頻度の巨大災害では、古い時代の例が大いに参考になるものと思われるが、高々数 km^2 程度以下の扇状地上へ流出する豪雨時の土石流に対しては、地質調査をすることも難しく、また、巨大災害を対象とするよりもさらに高精度の予測が要求される。とくに、地形の人工改変が大規模に及ぶ昨今では、過去の例はほとんど役立たなくなることも考えられ、客観的な予測手法の確立が是非とも必要である。

従来から、二次元的な土石流堆積範囲の予測を念頭に置いた研究もいくつかなされてきている。例えば、武居⁵⁾は、土砂堆積が予想される地域を同一の単位面積の格子に分割し、各格子中心点の標高

を与えた上で、土石流の運動方程式として、質点力学的な

$$\frac{dv}{dt} = g(\sin i - \mu \cos i) - \alpha K v^2 \dots\dots\dots (5.1)$$

を用いて、ある格子から隣接する各格子の中心点へ向かう方向の流速を計算し、それぞれの流速に比例する確率で実際の進行方向が決定されるというランダムウォークモデルを採用している。ただし、(5.1)式において、 v ；土石流先端部の流速、 i ；ある格子の中心から周辺の各格子の中心を見た場合の傾斜角、 μ ；動摩擦係数、 k ；抵抗係数、 α ；土石流の進行方向が変化する場合に与える補正係数、 g ；重力加速度、 t ；時間である。本手法においては、一連の計算が、(5.1)式によって求められた流速が全ての方向に対してゼロになるか、あるいは、堆積土砂が予め定められた総流出量に等しくなる時点まで続行される。ただし、土石流先端部が通過した格子には現地の条件に応じて適当に定めた厚さの堆積が生じると仮定している。なお、先端が通過した後にも土石流が継続して流下してくる場合には、先の試行によって求められた堆積面を原地形面として、その面上を残余の土石流が流動するものとして同様の計算を行なう。このような一連の計算を同一の初期条件と流入端の境界条件に対して数百回繰り返すと、それぞれの場合で異なった格子を通過する結果となるので、各格子を土石流が通過した回数と全計算回数の比によって、それぞれの格子の危険度が評価できるというわけである。この方法においては、先端通過格子にいくらの堆積厚さを与えればよいか、格子サイズをどのように決定するか、 μ 、 k および α をどのようにして決めるか、進行方向の確率の配分をどう決めるか等困難な問題が含まれているが、さらに、他のランダムウォークモデル⁶⁾でも同様であるが、一次元的な式に基づいているという基本的な問題点をもっている。すなわち、一回の一連の計算の結果求められる堆積形状は、複雑な地形条件と土石流の確率的な運動とを反映して、複雑な曲線形状（先端停止後も流出が続く場合には数本の曲線となる）は呈するが、あくまでも採用した格子サイズに規定される線状の堆積となって、先端自身が流動中に幅を広げていたり、流路から面的な越流をしたり、障害物にあって枝別れしたりする等の面的な流動現象を説明するものではないのである。

一方、高橋⁷⁾は、一様な平坦面に形成される土石流扇状地は流路出口と流路軸方向の堆積最遠点とを結んだ線分を直径とする円内にほぼ収まる性質のあることを実験的に見だし、この円を堆積危険範囲とする考え方を提案している。そして、その直径は、流出土量が少ない場合には、一次元的な運動量保存則から求められた先端到達距離の予測式を用いて求めることができ、流出土量が多いときには、土石流扇状地の流路軸方向の地表面勾配がほぼ集合流動の発生限界勾配に等しくなるので、総流出土量を与えれば求めることができる。本手法を昭和54年に発生した岐阜県上宝村栃尾の洞谷土石流に適用した結果、ほぼ堆積範囲が予測できたとしている。しかしながら、洞谷土石流では複雑な地形条件を反映して、予測危険範囲からはみ出して堆積している部分もあり、より詳細な堆積範囲の予測法の開発が必要であることも認識された。

上記のような知識の段階と実際上の要請とに鑑みて、より実際の現象に忠実であり、また、複雑な地形条件や時間的に変化する土石流ハイドログラフにも対応できる土石流の堆積予測モデルが、高橋ら^{8)・9)}によって提案されている。この方法は、土石流は停止の瞬間までは、土砂と水とが一体となった連続流体としての取り扱いができるものとして、洪水氾濫計算に用いられる二次元平面流れの数値シミュレーション手法¹⁰⁾を導入したものである。抵抗則にはクーロン型の摩擦抵抗と流速の2乗

に比例する流体的な抵抗力を考慮した2変数モデルである。解析方法としては、土石流の先端が停止するまでの過程、停止後の堆積の進行過程、さらに堆積が谷出口から溪流の上流部へ進む遡上堆積過程の段階に分けて多少のモデル化を交えて解析している。そして、本手法を水理実験結果及び洞谷土石流に適用した結果、かなりの適用性を持っていることが判明した。しかしながら、数値計算方法にも問題が残されており、また、実際には土石流の停止・堆積・遡上の各現象は一連の現象であるのでこれらを一貫して取り扱える方法が望ましい。

また、一旦形成された土石流扇状地は谷から流出する後続流あるいはその後に生じる洪水によって水みち侵食を受け、侵食された土砂は扇状地下流に再堆積し、いわゆる土砂流扇状地を形成する。この場合、土砂礫の粒径は比較的細かいが、量が多く、堆積範囲も広くて災害原因としての破壊力は土石流と同様に強大である。したがって、土石流堆積物の二次侵食による災害の危険範囲や危険度を予測することは土石流に対するそれと同様に重要である。然るに、これに関する研究は従来ほとんどなされていないが、高橋¹¹⁾は、土石流扇状地の侵食によって生じる土砂流について検討を行なっている。すなわち、土砂流は掃流状集合流動のうち、河床の傾斜角度が 1° 以上で発生する流砂形態であるとし、土砂流における流砂量式、抵抗則、流砂濃度式などを提示し、実際に行なった侵食実験との比較・検討も行なってそれらの式の妥当性を明らかにした。さらに、一次元の侵食実験を行ない、これを説明し得るモデルを開発している。しかしながら、二次元的な拡がりを持った土砂流扇状地の形成過程を説明し得るまでには至っていない。

一般に、石礫型の土石流においては、谷を流下する途中でその粒度構成を変化させ、先端に巨礫群が集中してくることが実験¹²⁾や観測結果¹³⁾から明らかにされている。また、高橋⁷⁾は、扇状地における土石流堆積物の粒度構成について次のような実験結果を得ている。すなわち、谷出口付近では巨礫を含んだ先端部はそこでは停止・堆積せずにそれより前方で堆積し、その影響で後続流が遡上堆積するため、粒度は先端停止位置より上流で細くなり、谷出口直下流でも堆積層の下部では若干粗くて表層はかなり細くなる。一方、堆積の周辺部では、上下層とも粗い土砂が堆積し、中央部付近では、下層は粗く表層は細かい土砂が堆積するということである。このような土石流の堆積過程における空間的な粒度構成の変化についての理論的研究は皆無といってよい。しかしながら、氾濫堆積する土石流の空間的な粒度構成を知ることは、土石流の破壊力の分布を知る上にもまた、土石流扇状地の侵食過程を追跡する上においても重要であろう。

以上のようなことから明らかなように、扇状地上の危険度評価は、種々変化に富む地形条件や流下土石流、土砂流および泥流の条件に応じて、破壊力分布、堆積厚さおよび堆積物の性質によって区分した領域の分布を求めてなされる必要があり、さらに避難等緊急の対応に関する情報としては時間的な推移が示されていることが望ましい。このような要求に対処できる手法に数値シミュレーション法がある。

土石流、土砂流および泥流の流動・堆積機構に立脚した堆積過程の数値シミュレーション手法については、前述したように高橋を中心に進められてきておりモデルの改良もなされてきてかなり実用に供し得るものに成りつつある。本章では、それらの成果の一部を纏める形となるが、まず、石礫型土石流の氾濫・堆積過程に関する実験と数値シミュレーション結果とを比較検討し、モデルの妥当性を検討する。さらに、その過程における粒度構成の空間的な変化特性を数値実験で検討する。ついで、

土石流扇状地の二次的な侵食による土砂流扇状地の形成過程に関する実験と数値シミュレーション結果とを比較してモデルの妥当性を検討する。最後に、泥流型土石流についての解析手法を提示し、アルメロ泥流に適用して解析結果の考察を行なう。石礫型土石流および土砂流の氾濫・堆積に関しても現地への適用を試みるが、そのなかで、これらの数値シミュレーション手法を基礎とした土石流の危険度評価を、危険度ランク別危険範囲の線引きの例として、洞谷土石流に適用してみる。

5. 2 石礫型土石流の氾濫・堆積に関する研究

5. 2. 1 基礎方程式

すでに高橋ら⁸⁾が行なって明らかになったように、土石流は停止の瞬間までは一種の連続体としての取り扱いが可能である。そのとき、二次元の連続流体の運動量保存則および体積の連続式はそれぞれ次のように示される。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta' \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial(vM)}{\partial y} = gh \sin \theta_{bx0} - gh \cos \theta_{bx0} \frac{\partial(z_b + h)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \quad \dots\dots\dots(5.2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \beta' \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial(vN)}{\partial y} = gh \sin \theta_{by0} - gh \cos \theta_{by0} \frac{\partial(z_b + h)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_T} \quad \dots\dots\dots(5.3)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = i \quad \dots\dots\dots(5.4)$$

ここに、 $M = uh$ 、 $N = vh$ 、 u, v ；それぞれ x 方向、 y 方向の平均流速、 h, z_b, z_0 ；それぞれ図5.2に示した流動深、堆積厚および基準面から堆積層底面までの高さ、 ρ_T ；流体の見かけ密度、 $\theta_{bx0}, \theta_{by0}$ ； x, y 軸の傾斜角、 g ；重力加速度、 τ_{bx}, τ_{by} ； x および y 方向の底面摩擦、 i ；堆積速度、 β' ；運動量補正係数で、流速分布はほぼダイラタント流体モデルに従うので、1.25とおける¹⁴⁾。

固体分に対する連続式は、流れの中に浮遊するような微細成分と衝突効果によって支えられるような粗粒成分に分けて考えれば、

$$\frac{\partial V_L}{\partial t} + \frac{\partial(C_L M)}{\partial x} + \frac{\partial(C_L N)}{\partial y} = i C_{*DL} \quad \dots\dots\dots(5.5)$$

$$\frac{\partial V_F}{\partial t} + \frac{\partial\{C_F(1-C_L)M\}}{\partial x} + \frac{\partial\{C_F(1-C_L)N\}}{\partial y} = i(1-C_{*DL})C_F \quad \dots\dots\dots(5.6)$$

である。ここに、 V_L, V_F ；それぞれ、高さ h の移動層の柱の中に含まれる粗粒成分の体積、および細粒成分の体積、 C_L ；流動層中の粗粒成分が全容積中に占める割合(= V_F/h)、 C_F ；細粒成分が水と細粒成分とを加えた容積中に占める割合(= $V_F/(h - V_L)$)、 C_{*DL} ；流動物が停止して堆積する際の粗粒成分の容積濃度、 $i(1 - C_{*DL})C_F$ ；流動が停止して堆積する際に堆積物中に取り込まれる細粒成分の量である。

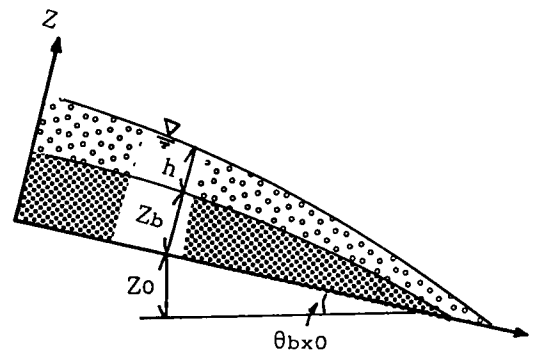


図5.2 座標系の模式図

底面摩擦は石礫を介して伝わるクーロン型抵抗と粒子間流体と底面間の流体摩擦の合計に等しいと考えられ、次式のように表わす。

$$\tau_{bx} = \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} (\sigma - \rho_m) gh C_L \cos \theta_b \tan \alpha' + \rho_m f_b u \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (5.7)$$

$$\tau_{by} = \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} (\sigma - \rho_m) gh C_L \cos \theta_b \tan \alpha' + \rho_m f_b v \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (5.8)$$

ただし、 θ_b ; 堆積面の最急勾配方向の傾斜角、 $\tan \alpha'$; 石礫群の流動時の摩擦係数、 f_b ; 流体摩擦係数で、芦田ら¹⁵⁾の研究を参考にすれば、

$$f_b = A' \left\{ \frac{(1 - C_L)}{C_L} \right\}^{2/3} \left(\frac{d_L}{h} \right)^2 \dots\dots\dots (5.9)$$

のように書ける。ただし、 A' は定数、 d_L は粗粒成分の平均粒径である。

(5.7)式および(5.8)式は、石礫が全流動深に分散した土石流に対して成立するが、堆積が進んで流動中の土石流の石礫濃度が薄くなると流れは掃流状集合流動へ転化し、抵抗則も変化する。従来の実験結果^{11), 16)}から一つの経験則を誘導すれば、

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d_L}{h} \right)^2 u \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (5.10)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d_L}{h} \right)^2 v \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (5.11)$$

のようになる。ただし、土石流と掃流状集合流動との遷移限界濃度は $0.3 C_{*DL}$ (20%程度)であるとす。そのとき、勾配 θ のもとで石礫型土石流および掃流状集合流動それぞれの状態で、堆積を生ずることなく流れることのできる粗粒子成分の濃度 C_L の最大値 $C_{L\infty}$ および $C_{LS\infty}$ は、従来の研究を参考にすれば^{11), 17)}、

$$C_{L\infty} = \frac{\rho_m \tan \theta}{(\sigma - \rho_m)(\tan \alpha' - \tan \theta)} \dots\dots\dots (5.12)$$

$$C_{LS\infty} = \frac{2.66 C_{*DL}^2}{(0.23 + 0.65 \tan \theta)} \left\{ 1 - \frac{0.05 \left(\frac{\sigma}{\rho_m} - 1 \right)}{\sin \theta} \frac{d_L}{h} \right\}^2 \dots\dots\dots (5.13)$$

である。ここに、 σ ; 砂礫の密度、 ρ_m ; 微細砂を含んだ泥水の密度で、 $\rho_m = \sigma C_F + (1 - C_F)\rho$ である。なお、(5.2)、(5.3)式中の ρ_T は、 $\rho_T = \sigma C_L + (1 - C_L)\rho_m$ 、 ρ ; 水の密度である。(5.12)式および(5.13)式中の $\tan \theta$ については、 $\tan \theta_x = \tau_{bx}/(\rho_T gh)$ 、 $\tan \theta_y = \tau_{by}/(\rho_T gh)$ のようなエネルギー勾配を用いた場合も検討したが、種々計算を重ねた結果、むしろ θ は流速ベクトル方向の流動層表面の傾斜角度とした方がよく、近似的に

$$\tan \theta = \frac{u \sin \theta'_{bx} + v \sin \theta'_{by}}{\sqrt{u^2 \cos^2 \theta'_{bx} + v^2 \cos^2 \theta'_{by}}} \dots\dots\dots (5.14)$$

である。ここに、 $\tan \theta'_{bx} = \tan(\theta_{bxo} + \theta_{bax})$ 、 $\tan \theta'_{by} = \tan(\theta_{byo} + \theta_{bby})$ 、 $\tan \theta_{bax} = -\partial(z_b + h)/\partial x$ 、 $\tan \theta_{bby} = -\partial(z_b + h)/\partial y$ である。

土石流が勾配の緩い場所へ流出してきて、 C_L がその場所での $C_{L\infty}$ または $C_{LS\infty}$ よりも大きければ、

流れは一部の粗粒子を堆積させて濃度を薄くして流動を続けるであろう。このとき、過剰な粗粒子の量は、 $-h(C_{L\infty}-C_L)$ または $-h(C_{LS\infty}-C_L)$ であり、堆積速度はこれに比例するとして、

$$i=\beta \frac{C_{L\infty}-C_L}{C_{*DL}} \frac{\sqrt{M^2+N^2}}{d_L} \dots\dots\dots (5.15)$$

または、

$$i=\beta \frac{C_{LS\infty}-C_L}{C_{*DL}} \frac{\sqrt{M^2+N^2}}{d_L} \dots\dots\dots (5.16)$$

で与えられるものとする。

堆積による地盤高の変化は、次式で与えられる。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + i = 0 \dots\dots\dots (5.17)$$

以上が石礫型土石流の氾濫・堆積に関する基礎方程式である。

5. 2. 2 解析手法

上記基礎方程式を差分化して数値計算を実行するが、運動量保存式(5.2),(5.3)は重力項および抵抗の項の表現が異なるだけでそれ以外は水流に対するものと同様であるので、抵抗の項には水流の場合と同様にVasilievの不安定を避けるためにimplicitな形にするものとして、本論文の洪水氾濫解析のところで提示した方法を用いることにする。なお、(5.2)式の右辺の項だけを差分化した式は次式のようなのである。

$$\begin{aligned} \text{右辺} \rightarrow & g \frac{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}}{2} \sin \theta_{bx} - g \frac{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}}{2} \cos \theta_{bx} \\ & \cdot \frac{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + z_{b,i+1/2,j+1/2} - h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1} - z_{b,i-1/2,j+1/2}}{\Delta x} \\ & - \frac{1}{(\rho_{T,i+1/2,j+1/2}^{n+1} + \rho_{T,i-1/2,j+1/2}^{n+1})/2} \cdot \frac{\bar{u}_{i,j+1/2}}{\sqrt{(u_{i+1/2,j}^n)^2 + (v_{i+1/2,j}^n)^2}} \left(\sigma - \frac{\rho_m^{n+1}}{2} \frac{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}}{2} \right) \\ & \cdot g \frac{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}}{2} \cdot \frac{C_{L,i+1/2,j+1/2}^{n+1} + C_{L,i-1/2,j+1/2}^{n+1}}{2} \cdot \frac{\cos \theta_{b,i+1/2,j+1/2}^{n+1} + \cos \theta_{b,i-1/2,j+1/2}^{n+1}}{2} \tan \alpha' \\ & + \frac{\rho_m^{n+1}}{2} \frac{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}}{2} \cdot \frac{f_{b,i+1/2,j+1/2}^{n+1} + f_{b,i-1/2,j+1/2}^{n+1}}{2} \cdot \bar{u}_{i,j+1/2} \sqrt{(u_{i+1/2,j}^n)^2 + (v_{i+1/2,j}^n)^2} \dots (5.18) \end{aligned}$$

なお、掃流状集合流動の場合の抵抗の差分表示は(5.10)式については次式で表わされる。

$$\tau_{bx} \rightarrow \frac{(\rho_{T,i+1/2,j+1/2}^{n+1} + \rho_{T,i-1/2,j+1/2}^{n+1})}{2 \times 0.49} \left(\frac{2d_L}{h_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} + h_{i-1/2,j+1/2}^{n+1}} \right)^2 \bar{u}_{i,j+1/2} \sqrt{(u_{i+1/2,j}^n)^2 + (v_{i+1/2,j}^n)^2} \dots (5.19)$$

洪水氾濫計算では考慮されていない粒径成分別の連続式および地盤高の変化式の差分表示を以下に示す。

粗粒成分に対する土砂の連続式の差分式

$$\begin{aligned} & \frac{V_{L,i+1/2,j+1/2}^{n+3} - V_{L,i+1/2,j+1/2}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{Q_{Lxi+1,j+1/2}^{n+2} - Q_{Lxi,j+1/2}^{n+2}}{\Delta x} + \frac{Q_{Ly,i+1/2,j+1}^{n+2} - Q_{Ly,i+1/2,j}^{n+2}}{\Delta y} \\ & = i_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} C_{*DL} \dots\dots\dots (5.20) \end{aligned}$$

細粒成分に対する土砂の連続式

$$\frac{V_{Fi+1/2,j+1/2}^{n+3} - V_{Fi+1/2,j+1/2}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{Q_{Fxi+1,j+1/2}^{n+2} - Q_{Fxi,j+1/2}^{n+2}}{\Delta x} + \frac{Q_{Fyi+1/2,j+1}^{n+2} - Q_{Fyi+1/2,j}^{n+2}}{\Delta y}$$

$$= i_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} (1 - C_{*DL}) C_{Fi+1/2,j+1/2}^{n+1} \dots \dots \dots (5.21)$$

ここに、

$$Q_{Lxi,j+1/2}^{n+2} = \begin{cases} M_{i,j+1/2}^{n+2} C_{Li-1/2,j+1/2}^{n+1}, & M_{i,j+1/2}^{n+2} \geq 0 \\ M_{i,j+1/2}^{n+2} C_{Li+1/2,j+1/2}^{n+1}, & M_{i,j+1/2}^{n+2} < 0 \end{cases}$$

$$Q_{Lyj+1/2,j}^{n+2} = \begin{cases} N_{i+1/2,j}^{n+2} C_{Li+1/2,j-1/2}^{n+1}, & N_{i+1/2,j}^{n+2} \geq 0 \\ N_{i+1/2,j}^{n+2} C_{Li+1/2,j+1/2}^{n+1}, & N_{i+1/2,j}^{n+2} < 0 \end{cases}$$

$$Q_{Fxi,j+1/2}^{n+2} = \begin{cases} M_{i,j+1/2}^{n+2} C_{Fi-1/2,j+1/2}^{n+1} (1 - C_{Li-1/2,j+1/2}^{n+1}), & M_{i,j+1/2}^{n+2} \geq 0 \\ M_{i,j+1/2}^{n+2} C_{Fi+1/2,j+1/2}^{n+1} (1 - C_{Li+1/2,j+1/2}^{n+1}), & M_{i,j+1/2}^{n+2} < 0 \end{cases}$$

$$Q_{Fyi+1/2,j}^{n+2} = \begin{cases} N_{i+1/2,j}^{n+2} C_{Fi+1/2,j-1/2}^{n+1} (1 - C_{Li+1/2,j-1/2}^{n+1}), & N_{i+1/2,j}^{n+2} \geq 0 \\ N_{i+1/2,j}^{n+2} C_{Fi+1/2,j+1/2}^{n+1} (1 - C_{Li+1/2,j+1/2}^{n+1}), & N_{i+1/2,j}^{n+2} < 0 \end{cases}$$

粗粒および細粒成分の濃度 $C_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3}$ および $C_{Fi+1/2,j+1/2}^{n+3}$ はそれぞれ次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} C_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3} &= V_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3} / H_{i+1/2,j+1/2}^{n+3}, \\ C_{Fi+1/2,j+1/2}^{n+3} &= V_{Fi+1/2,j+1/2}^{n+3} / (H_{i+1/2,j+1/2}^{n+3} - C_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3} H_{i+1/2,j+1/2}^{n+3}) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5.22)$$

堆積速度 $i_{i+1/2,j+1/2}^{n+3}$ は、

$$i_{i+1/2,j+1/2}^{n+3} = \beta \frac{C_{L\infty} - C_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3}}{C_{*DL}} \cdot \frac{\sqrt{\{(M_{i,j+1/2}^{n+2} + M_{i+1,j+1/2}^{n+2})/2\}^2 + \{(N_{i+1/2,j}^{n+2} + N_{i+1/2,j+1}^{n+2})/2\}^2}}{d_m} \dots \dots \dots (5.23)$$

または、

$$i_{i+1/2,j+1/2}^{n+3} = \beta \frac{C_{LS\infty} - C_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3}}{C_{*DL}} \cdot \frac{\sqrt{\{(M_{i,j+1/2}^{n+2} + M_{i+1,j+1/2}^{n+2})/2\}^2 + \{(N_{i+1/2,j}^{n+2} + N_{i+1/2,j+1}^{n+2})/2\}^2}}{d_m} \dots \dots \dots (5.24)$$

で表わされる。したがって、地盤高の変化式の差分化はつぎのようになる。

$$\frac{z_{bi+1/2,j+1/2}^{n+3} - z_{bi+1/2,j+1/2}^{n+1}}{2\Delta t} + i_{i+1/2,j+1/2}^{n+3} = 0 \dots \dots \dots (5.25)$$

なお、 $\tan \theta$ には次式を用いた。

$$\tan \theta_{i+1/2,j+1/2}^{n+3} = \frac{u_{i+1/2,j+1/2}^{n+2} \sin \theta'_{bx\ i+1/2,j+1/2}^{n+3} + v_{i+1/2,j+1/2}^{n+2} \sin \theta'_{by\ i+1/2,j+1/2}^{n+3}}{\sqrt{(u_{i+1/2,j+1/2}^{n+2} \cos \theta'_{bx\ i+1/2,j+1/2}^{n+3})^2 + (v_{i+1/2,j+1/2}^{n+2} \cos \theta'_{by\ i+1/2,j+1/2}^{n+3})^2}} \dots \dots \dots (5.26)$$

ここに、

$$u_{i+1/2,j+1/2}^{n+2} = \left(M_{i+1,j+1/2}^{n+2} + M_{i,j+1/2}^{n+2} \right) / \left(2 h_{i+1/2,j+1/2}^{n+3} \right)$$

$$v_{i+1/2,j+1/2}^{n+2} = \left(N_{i+1/2,j+1}^{n+2} + N_{i+1/2,j}^{n+2} \right) / \left(2 h_{i+1/2,j+1/2}^{n+3} \right)$$

$$\tan \theta'_{bx\ i+1/2,j+1/2}^{n+3} = \tan \left(\theta_{bx0} + \theta_{bxhx\ i+1/2,j+1/2}^{n+3} \right)$$

$$\tan \theta'_{by \ i+1/2, j+1/2}^{n+3} = \tan (\theta_{byo} + \theta_{bzy}^{n+3} \ i+1/2, j+1/2)$$

$$\tan \theta_{bzx}^{n+3} \ i+1/2, j+1/2 = (z_{b \ i+3/2, j+1/2}^{n+1} + h_{i+3/2, j+1/2}^{n+3} - z_{b \ i-1/2, j+1/2}^{n+1} - h_{i-1/2, j+1/2}^{n+3}) / (2 \Delta x)$$

$$\tan \theta_{bzy}^{n+3} \ i+1/2, j+1/2 = (z_{b \ i+1/2, j+3/2}^{n+1} + h_{i+1/2, j+3/2}^{n+3} - z_{b \ i+1/2, j-1/2}^{n+1} - h_{i+1/2, j-1/2}^{n+3}) / (2 \Delta y)$$

以上のような差分式を用いると図5.3に示したようなフローチャートにしたがって氾濫・堆積計算が実行される。ただし、基礎式系だけでは、粗粒子が堆積した後の細粒成分を含んだ泥水はどこまでも流動し続けることが可能となり、ある有限範囲内で流動が停止した事実を説明することができない。このような細粒成分の流れの停止条件はまだ明らかになっていないが、水と粒子の分離が生ずることなく泥沼状の堆積物を形成するという事実¹⁸⁾を勘案して、細粒成分を含んだ泥水の流動速度がある限界値以下となったとき停止するものと考え、流動継続条件

$$\sqrt{u^2 + v^2} > U_{TH} \dots\dots\dots (5.27)$$

を付加する。すなわち、(5.27)式が満足されなくなったメッシュでは上流側からの流入は許すが、流出はないものとみなすのである。なお、後述する泥流型土石流の停止条件にもこれを用いることにす

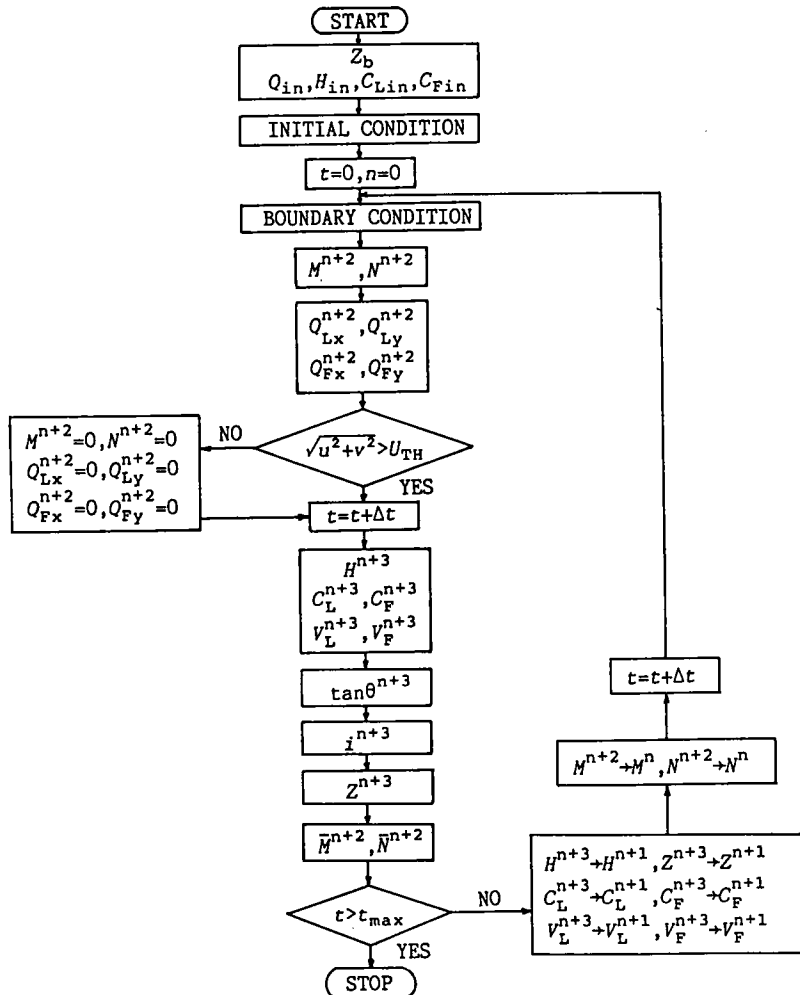


図5.3 数値計算のフローチャート

る。ただし、細粒成分をほとんど含んでいないとみなし得るような石礫型土石流についてはこの条件を適用しないものとする。

5. 2. 3 実験による検討

(1) 実験装置および実験方法

実験に使用した水路は京都大学防災研究所付属宇治川水理実験所内に設置されている急勾配流砂実験装置の一部を今回の実験用に改良したもので、図5.4に示すような、上流の土石流発生水路と下流の氾濫台の組合せからなるもので、上流水路は幅10cm、勾配は0° から30° で可変であり、下流の氾濫台は幅2m、長さ6mで、実際の実験では氾濫台の上にさらに幅1.3m、長さ1.9mの台を設置して、そこへ土石流を氾濫させるようにしている。氾濫台は上流水路勾配とは独立に0° ～10° の勾配に設定できる。上流側水路および氾濫台の床面には図5.5に示すような実験用砂を粗度として貼付し、氾濫台上には土砂堆積厚さを読み取るための標尺（長さ20cm）を縦断方向に20cm間隔、横断方向に10cm間隔に立てた。

土石流扇状地の形成過程に関する実験の方法は以下のとおりである、すなわち、上下流の水路を所定の勾配に設定した後、上流水路の下流端から5.5mの位置に高さ10cmの堰板を設け、それより上流3mの区間にわたって実験材料の砂を敷きつめた。この土砂を予め30～50cc/sec程度の浸透流で十分飽和させてから、上流より600cc/secの流量で給水して土石流を発生させた。図5.4に示した位置で高速度ビデオカメラおよび電子シャッター内蔵のビデオカメラ2台で撮影を行ない、高速度ビデオカメラによって氾濫台へ供給される土石流の流動深と流速を読み取り、勾配変化点より上流側の遡上部の状況と氾濫台上での堆積の拡がりおよび堆積厚さの時間的な変化を他の2台のビデオカメラで読み取った。

実験条件は上流水路勾配が17° と20° の場合、氾濫台の流下方向の勾配が2°、5° および7° の場合の6ケースである。なお、実験条件を表5.1に示す。

(2) 実験結果と計算結果との比較

実験結果と計算結果との比較は全てのケースについて行なわれているが¹⁹⁾、ここでは、そのうち代表的なものについて示す。

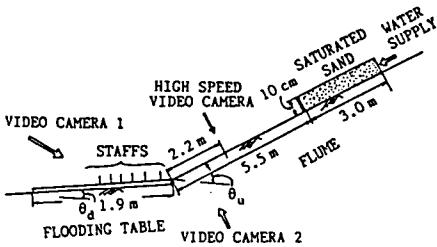


図5.4 土石流扇状地の形成およびその侵食に関する実験装置

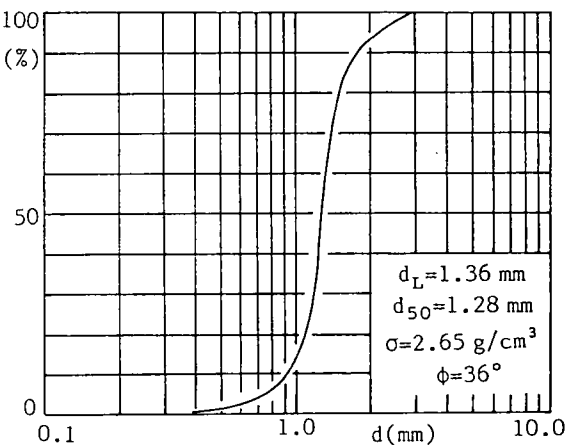


図5.5 実験に用いた土砂の粒度分布

表5.1 土石流扇状地の形成に関する実験条件

RUN	$\theta_u(^{\circ})$	$\theta_d(^{\circ})$	$Q_w(l/s)$	$t(s)$
1	17	2	0.6	20
2	17	5	0.6	20
3	17	7	0.6	20
4	20	2	0.6	20
5	20	5	0.6	20
6	20	7	0.6	20

高速度ビデオカメラの映像から得られたRUN 1の流下土石流の水深、流速、流量および濃度の時間変化を図5.6に示す。これらは計算に必要な流入条件として与えている。ただし、濃度に関しては実

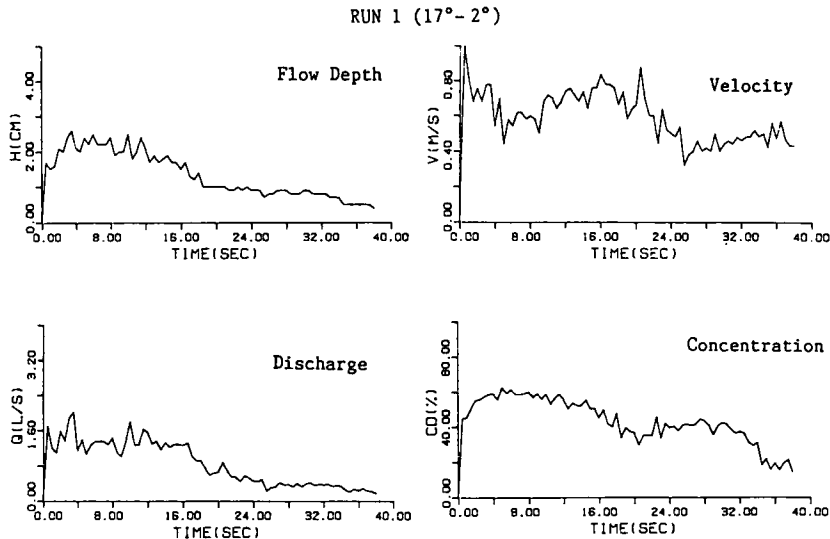


図5.6 谷出口から1.2m上流における土石流の水深、流速および流量の時間変化に関する実験値と(5.28)式から求めた濃度の時間変化

測データを得ることができなかったため、実測した流速 U と水深 h の値から次式¹⁷⁾

$$U = \frac{2}{5d_L} \left[\frac{g \sin \theta}{a_i \sin \alpha} \left\{ C_L + (1 - C_L) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{C_{*DL}}{C_L} \right)^{1/3} - 1 \right\} h^{3/2} \quad \dots\dots\dots (5.28)$$

を用いて濃度を求めた。ただし、 $a_i \sin \alpha = 0.02$, $C_{*DL} = 0.7$, $\rho_m = 1.0 \text{ g/cm}^3$, $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $d_L = 1.36 \text{ mm}$ とした。

二次元の土石流氾濫堆積実験結果と計算結果とを比較する前に、高橋らが以前に行なった一次元の堆積実験²⁰⁾の結果を参考にして、基礎式における未定の係数を決定し、これを用いてここで示した方法が実験結果を一貫して説明できるかについて検討する。図5.7(a)～(c)は上流側水路勾配が17°、下流側水路勾配がそれぞれ3°、5°および7°の場合の勾配の急変による土石流の堆積の時間変化に関する実験値と計算値とを比較したものである。なお、流量、粒径および濃度等は実験条件をそのまま採用している。このとき、(5.15)および(5.16)式における堆積速度の係数 β 、流体抵抗係数 f_b の係数 A' および動摩擦係数 $\tan \alpha'$ を実験における堆積の状況と等流部の流動深が一致するように決めた。その結果、 $\beta = 0.05$ 、 $A' = 4.0$ および $\tan \alpha' = 0.45$ 程度であった。なお、使用された土砂は平均粒径 5.05 mm 、 $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 1.3$ 、 $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$ のほぼ均等な材料であるので、 $C_{*DL} = C_* = 0.7$ とし、細粒成分の寄与は考慮していない。

計算結果は遡上開始時刻が明確ではないが、堆積規模、勾配はほぼ一致しており、本計算手法の妥当性が認められた。従って、以後、氾濫・堆積計算においてもこれらの係数を用いるものとする。なお、今回の実験における濃度を(5.28)式を用いて求めたことを述べたが、(5.28)式は平衡濃度では間隙流体の受け持つせん断力が粒子衝突によるそれに比して無視できる程度であるとの仮定によって導

き出されたものであり、これと(5.7),(5.8)式のように流体摩擦項を考慮することすなわち、 A' を考慮することとは多少矛盾していると言わねばならない。このことが $\tan\alpha'$ の値が先に求められた0.6という値²⁰⁾よりも小さく評価された原因とも考えられるが、ここでは $A'=4.0$ との組合せのもとに $\tan\alpha'=0.45$ の値を用いることにする。

図5.8はRUN 1における $t=10, 20$ および最終的な堆積状態の35秒後の堆積範囲、堆積厚（流動深+堆積深）の分布および水路中心に沿った縦断的な土砂堆積厚の実験結果と計算結果とを比較したものである。なお、計算条件は、 $\Delta x = \Delta y = 5\text{cm}$ 、 $\Delta t = 1/500\text{sec}$ である。堆積範囲に関する計算値は実験値より若干横に拡がる傾向にあり、計算による遡上開始時刻に遅れがあるが、最終堆積勾配や先端到達距離などがかなりよく実験結果を再現している。

図5.9はRUN 3について同様に比較したものである。実験では最終的に谷出口下流部に盛り上がった部分が形成されているが、これは後続流によって谷出口付近の堆積土砂が侵食されて形成されたもので、計算では侵食を考慮していないのでこのような現象が再現されないものと思われる。堆積勾配に関しては、先端部付近で計算値の方が緩くなる傾向にあるが、先端到達距離や最終的な遡上の様子はよく再現されている。

以上のような多少の問題点や実験結果との不一致はあるものの、ここで示したシミュレーション法によってほぼ妥当な結果が得られることが判明した。

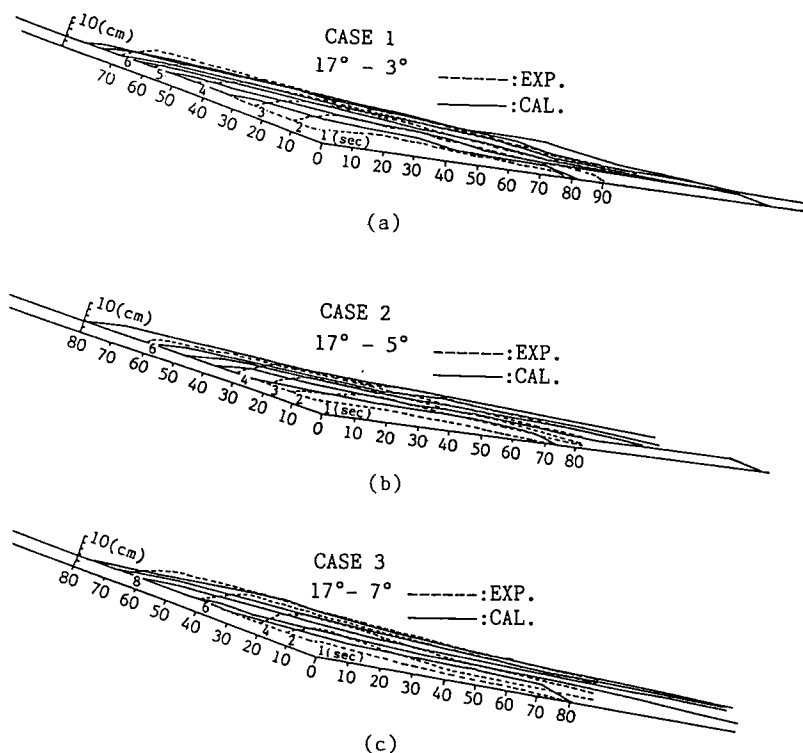


図5.7(a)~(c) 高橋ら²⁰⁾による土石流の一次元堆積実験結果
と本手法を用いた計算結果との比較

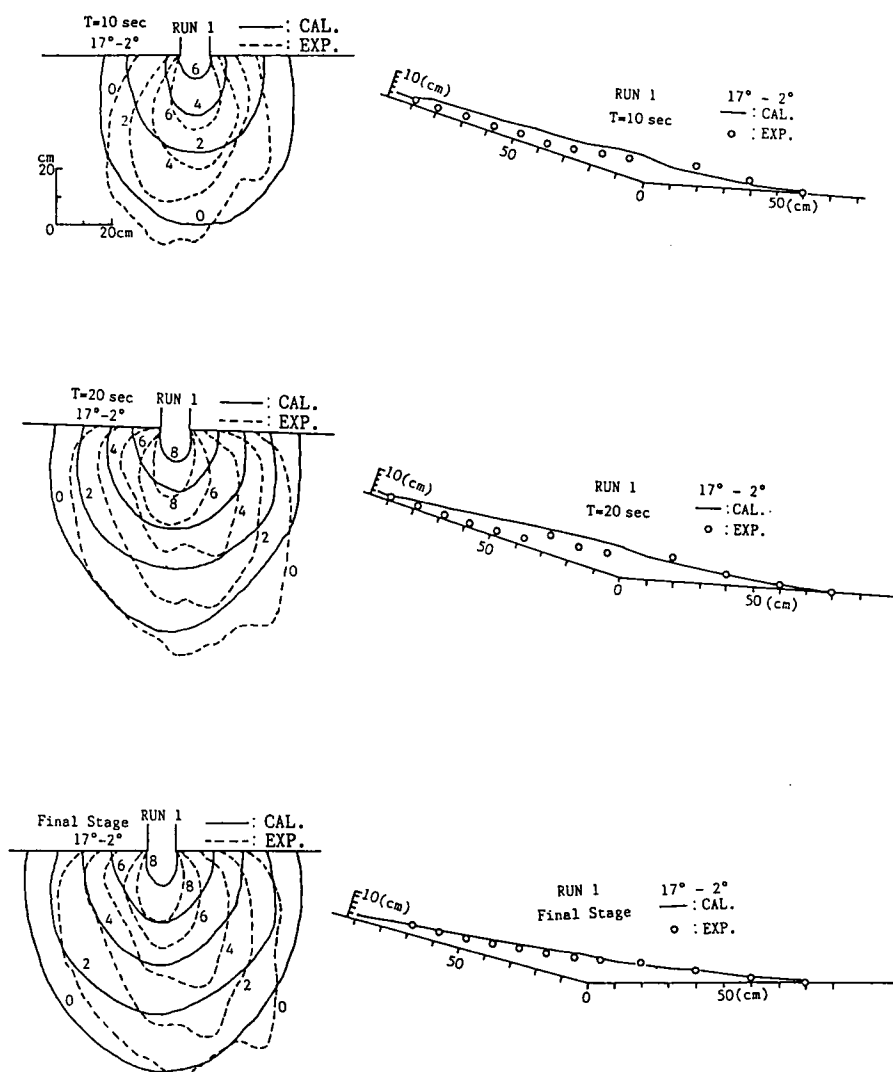


図5.8 土石流扇状地の形成に関する実験結果と計算結果との比較 (RUN 1)

5. 2. 4 土石流氾濫・堆積過程における粒度分布の変化に関する数値シミュレーション

実際の石礫型土石流では、その先端部に巨礫が集まり、後続部になるほど粒度が小さくなり、また土砂濃度も減少するような形状をとって流下してくる。このような流下特性を反映して、土石流扇状地の粒度も特有の空間的な分布を持っているのが普通である。図5.10は以前に高橋が行った実験の結果⁷⁾を示しているが、実地の扇状地での調査結果と同様に、谷出口付近では堆積の上下層とも細かく、その直下流でも堆積層の下部では若干粗くて上層はかなり細かくなっている。一方、堆積の周辺部では、上下層とも粗い土砂が堆積し、中央部付近では、下層は粗く表層は細かい土砂が堆積している。このことはおそらく谷出口付近では巨礫を含んだ先端部はそこでは堆積せず、ある程度の距離を慣性的に流下後に堆積し、後続流がそれより上流に遡上堆積するためである。上記のような粒度分布特性までを説明するためには、(5.15)式のような勾配変化点で直ちに堆積を開始するような堆積速度式で

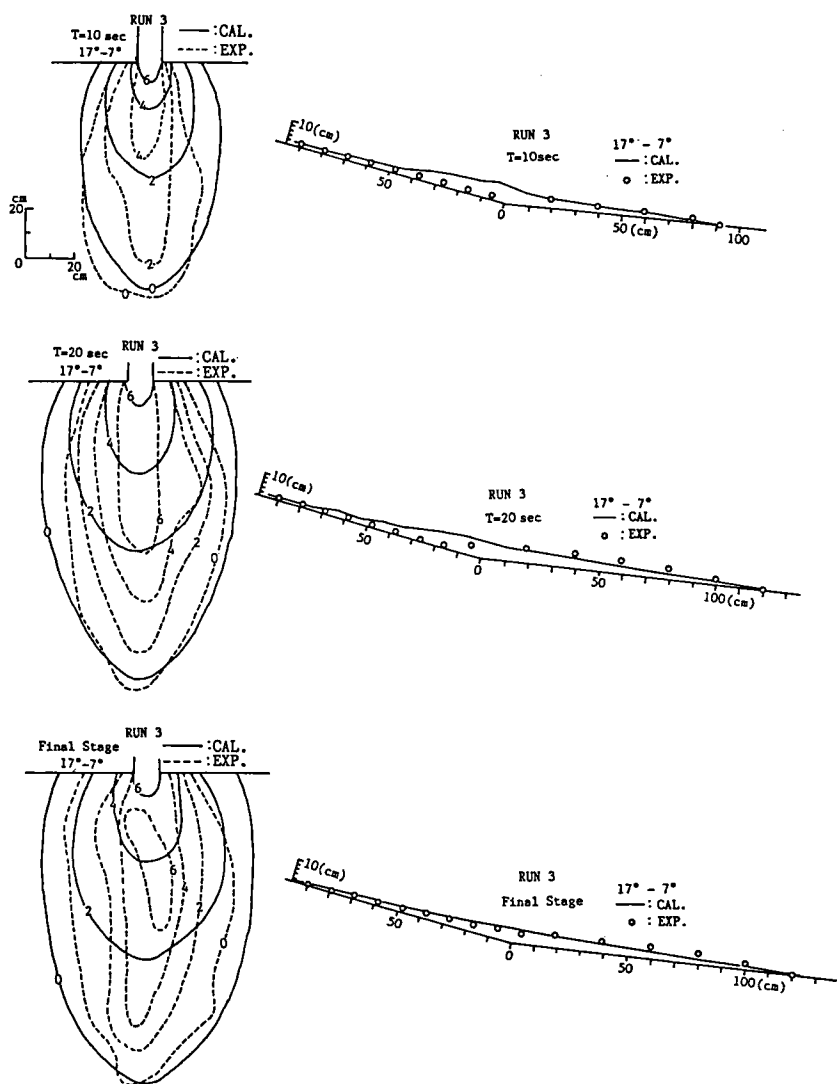


図5.9 土石流扇状地の形成に関する実験結果と計算結果との比較 (RUN 3)

は不都合であることを示している。ここでは、谷を流下する途中で分級が十分に進み、谷の出口での土石流の粒度の時間変化が与えられたときに、どのような粒度を持った土石流がどのような地点に堆積し、その地点での粒度がどのような分布をするのかということについての解析法を示すとともに、数値実験を行なって、その結果について考察する。

(1) 基礎方程式の追加と修正

粒径変化を問題としないときには、堆積過程は先に示した基礎方程式系によって解析されるが、さらに粒径を未知数とすると、粒径変化予測のための方程式を追加する必要がある。ここでは、各場所での粒度分布までは問題とせず、平均粒径が空間的にどのように分布するのかを議論することにすれば、次の粒子個数の連続式を追加することで十分である。すなわち、ある微小面積上への土石流の流入および堆積によって、その面上の流動層内部に含まれる粒子個数の変化は、

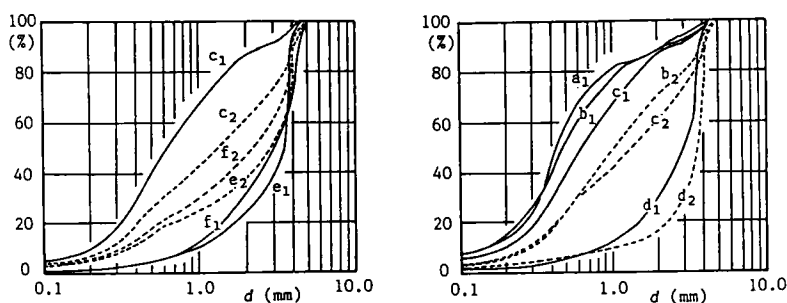
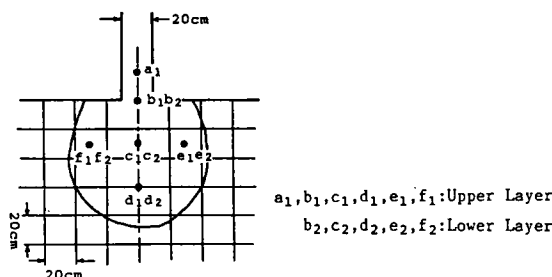


図5.10 土石流扇状地の粒度分布に関する実験結果（高橋⁷⁾による）

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{V_L}{kd_L^3} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q_{Lx}}{kd_L^3} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{Q_{Ly}}{kd_L^3} \right) = \frac{iC_*DL}{kd_L^3} \quad \dots\dots\dots (5.29)$$

である。ここに、 Q_{Lx} 、 Q_{Ly} ； x 、 y 方向の単位面積当たりの粗粒径砂の流砂量、 V_L ；単位面積上の流動層内の粗砂の体積、 kd_L^3 ；粒径 d_L の粒子1個の体積である。

次に堆積速度式について考える。(5.15)式は平衡濃度よりも過剰な土砂がその点の流量に比例して堆積するとの考え方をとっており、土石流先端部の石礫群が谷出口からある程度の距離を慣性的に流下した後に堆積する、という事実を反映していない。そこで次のように堆積速度式を修正する。

土石流が濃度 C_L を保持しながら堆積を生ずることなく運動できるのは、粒子間の反発力がそれだけの濃度の土砂を支えられるほど大きいことを意味している。石礫型の土石流では粒子間の反発力（分散圧力）は速度勾配の2乗に比例するから²¹⁾、土石流が勾配の緩い場所へさしかかっても、流速が C_L を保持できるのに十分な大きさを持っているかぎり堆積しないことになる。ただし、勾配が急な場合には流速の大小にかかわらず堆積は生じない。濃度 C_L に対して堆積するようになる限界の勾配（停止限界勾配） θ_c は停止限界であることから流体抵抗を無視すれば

$$\tan \theta_c = \frac{C_L(\sigma - \rho_m) \tan \alpha'}{\{\rho_m + C_L(\sigma - \rho_m)\}} \quad \dots\dots\dots (5.30)$$

のように与えられる²⁰⁾。したがって、流動深 h_0 、濃度 C_L でやって来た土石流は、緩勾配地点に至って、勾配 θ_c に対する定常流速

$$V_0 = \frac{2}{5d_L} \left[\frac{g \sin \theta_c}{a_i \sin \alpha'} \left\{ C_L + (1 - C_L) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{C_*DL}{C_L} \right)^{1/3} - 1 \right\} h_0^{3/2} \quad \dots\dots\dots (5.31)$$

よりも小さい流速になって始めて堆積の可能性を生じ、実際にはさらにもう少し小さい流速 rV_0 になる地点まで慣性的に移動してから堆積をはじめると考えられる。さらに、局所流速 U が rV_0 よ

りも小さくなればなるほど堆積速度が大きくなるとすると、
堆積速度式(5.15)は

$$i = \beta \left(1 - \frac{U}{rV_0} \right) \frac{C_{L\infty} - C_L}{C_{*DL}} \frac{\sqrt{M^2 + N^2}}{d_L} \dots\dots\dots (5.32)$$

のように修正できるであろう。もちろん、 $(1 - U/rV_0) < 0$ では $i = 0$ である。

(5.32)式中の r の値をいくらにすればよいかは不明であるが、流速 V_0 の地点を $x = 0$ として、一次元の減速過程を解析すれば²⁸⁾、 x と U との関係は

$$x = \frac{V_0^2 - U^2}{G} \dots\dots\dots (5.33)$$

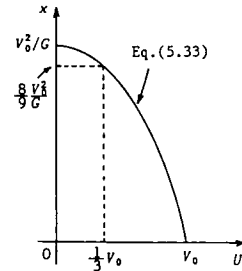


図5.11 堆積開始位置と速度との関係

のようになる。ただし、

$$G = \frac{(\sigma - \rho_m)gC_L \cos \theta \tan \alpha'}{(\sigma - \rho_m)C_L + \rho_m} - g \sin \theta \dots\dots\dots (5.34)$$

であって、 θ は x の区間の勾配である。図5.11を参考にすれば、理論上の堆積区間の8/9を流下してはじめて堆積を始めるものと仮定すると、 $r = 1/3$ ということになる。

(5.29)式の数値計算に当たって、変数の配置を図5.12のようにし、

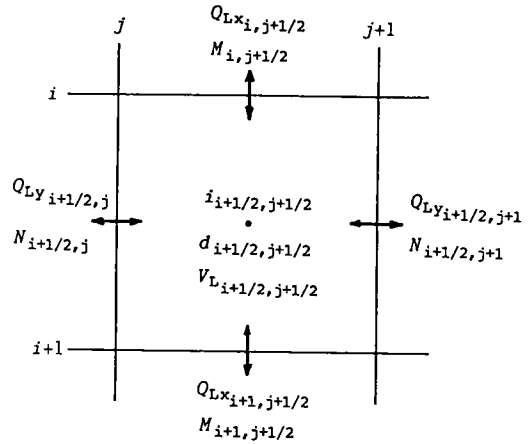


図5.12 変数の配置

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2\Delta t} \left(\frac{V_{Li+1/2, j+1/2}^{n+3}}{kd_{Li+1/2, j+1/2}^{3n+3}} - \frac{V_{Li+1/2, j+1/2}^{n+1}}{kd_{Li+1/2, j+1/2}^{3n+3}} \right) \\ & + \frac{1}{\Delta x} \left\{ \left(\frac{Q_{Lx}}{kd_L^3} \right)_f - \left(\frac{Q_{Lx}}{kd_L^3} \right)_b \right\} \\ & + \frac{1}{\Delta y} \left\{ \left(\frac{Q_{Ly}}{kd_L^3} \right)_f - \left(\frac{Q_{Ly}}{kd_L^3} \right)_b \right\} = \frac{i_{i+1/2, j+1/2}^{n+1} C_{*DL}}{kd_{Li+1/2, j+1/2}^{3n+1}} \dots\dots\dots (5.35) \end{aligned}$$

のように差分化する。ここに、

$$\begin{aligned} \left(\frac{Q_{Lx}}{kd_L^3} \right)_f &= \begin{cases} \frac{Q_{Lx, i+1, j+1/2}^{n+2}}{kd_{Li+1/2, j+1/2}^{3n+1}} & (M_{i+1, j+1/2}^{n+2} \geq 0) \\ \frac{Q_{Lx, i+1, j+1/2}^{n+2}}{kd_{Li+3/2, j+1/2}^{3n+1}} & (M_{i+1, j+1/2}^{n+2} < 0) \end{cases} \\ \left(\frac{Q_{Lx}}{kd_L^3} \right)_b &= \begin{cases} \frac{Q_{Lx, i, j+1/2}^{n+2}}{kd_{Li-1/2, j+1/2}^{3n+1}} & (M_{i, j+1/2}^{n+2} \geq 0) \\ \frac{Q_{Lx, i, j+1/2}^{n+2}}{kd_{Li+1/2, j+1/2}^{3n+1}} & (M_{i, j+1/2}^{n+2} < 0) \end{cases} \end{aligned}$$

$$\left(\frac{Q_{Ly}}{kd_L^3}\right)_f = \begin{cases} \frac{Q_{Li+1/2,j+1}^{n+2}}{kd_{Li+1/2,j+1/2}^{3n+1}} & (N_{i+1/2,j+1}^{n+2} \geq 0) \\ \frac{Q_{Li+1/2,j+1}^{n+2}}{kd_{Li+1/2,j+3/2}^{3n+1}} & (N_{i+1/2,j+1}^{n+2} < 0) \end{cases}$$

$$\left(\frac{Q_{Ly}}{kd_L^3}\right)_b = \begin{cases} \frac{Q_{Li+1/2,j+1}^{n+2}}{kd_{Li+1/2,j-1/2}^{3n+1}} & (N_{i+1/2,j}^{n+2} \geq 0) \\ \frac{Q_{Li+1/2,j+1}^{n+2}}{kd_{Li+1/2,j+1/2}^{3n+1}} & (N_{i+1/2,j}^{n+2} < 0) \end{cases}$$

である。 $V_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3}$ は V_L に関する連続式から求まるので、結局、 $d_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3}$ が未知数となる。そこで、(5.35)式の両辺を k 倍した後、左辺第2項と第3項の和を S_n とおくと、

$$\frac{V_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3}}{d_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3}} = \frac{V_{Li+1/2,j+1/2}^{n+1}}{d_{Li+1/2,j+1/2}^{3n+1}} - 2\Delta t \left(S_n - \frac{i_{i+1/2,j+1/2}^{n+1} C_{*DL}}{d_{Li+1/2,j+1/2}^{3n+1}} \right) \equiv T_n \dots\dots\dots (5.36)$$

結局、

$$d_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3} = \sqrt[3]{\frac{V_{Li+1/2,j+1/2}^{n+3}}{T_n}} \dots\dots\dots (5.37)$$

となる。なお、境界条件としての流入土石流の粒度が変化する条件は、 $(Q_{Lx}/kd_L^3)_b$ の中の d_L 、すなわち、 $d_{Li+1/2,j+1/2}^{n+1}$ 等によって与えられる。

従来、氾濫計算の先端条件としては流動深か代表粒径にある閾値を設けてきたが、粒度が変化する場合、閾値としてはそのメッシュ内の粒径をとるのが妥当であろう。すなわち、あるメッシュでの粒径の計算値よりも小さい流動深がそのメッシュで計算された場合、その粒径に等しい値に流動深が達しないかぎりそのメッシュからの流出はないものとする。

(2) 数値実験例

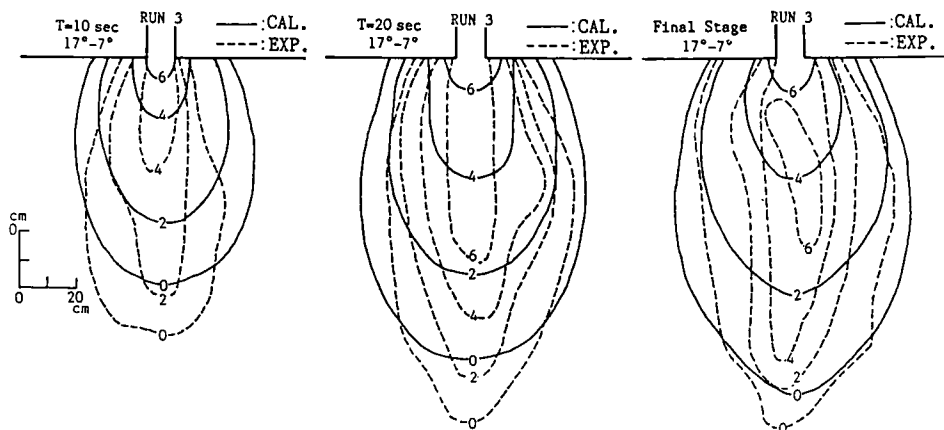


図5.13 修正堆積速度式を用いた場合の土石流扇状地の形成に関する実験結果と計算結果との比較 (RUN 3)

まず、(5.32)式($r=1/3$)のような堆積速度式を用いて、先に示したほぼ一様粒径の場合の堆積形状がうまく計算できるかどうかの検討を行なう。図5.13はRUN 3について計算した結果である。堆積速度に(5.15)式を用いて計算した結果である図5.9に比較して、多少先端到達距離が短めであるが、先端付近の堆積勾配や谷出口での拡がり幅が少し実験値に近くなっているような傾向も読みとれる。しかしながら、おおよそ同様の結果となっており、一様粒径の場合を対象とするかぎり、どちらの堆積速度式を用いても大差はないものと判断される。

さて、今回は顕著な混合粒径の場合の実験を行っていないので、仮定の粒度等の変化条件に対して数値実験を試み、土石流扇状地上の粒度分布について定性的な議論を行なう。図5.14は流入境界において与えた流量、粒径、粗粒および細粒成分の濃度の時間変化を示したものである。計算は上流水路幅10cm、勾配17°、下流水路勾配7°とし、 $\Delta x = \Delta y = 5\text{cm}$ 、 $\Delta t = 1/500\text{sec}$ を用いた。

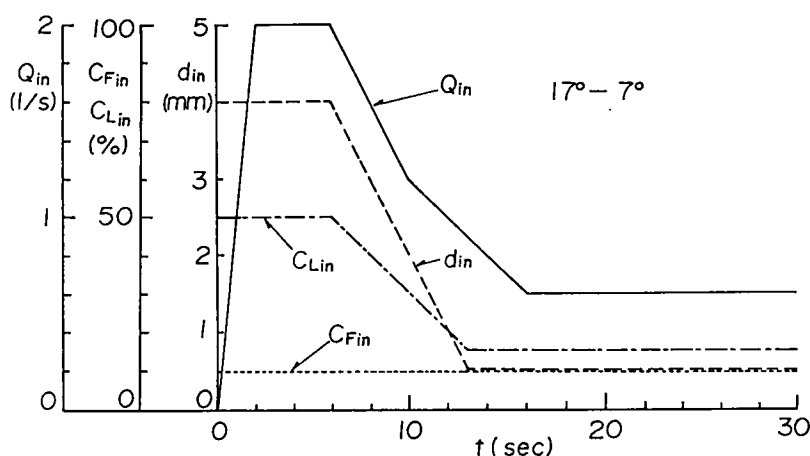


図5.14 流入境界で与えた土石流の流量、粒径、粗粒および細粒成分の濃度の時間変化

図5.15は谷の出口から1m上流地点に設けた流入境界点から、流量等の供給を開始した時刻 $t=0$ から、5, 15, 30秒後の(流動深)+(堆積厚)の分布を示したものである。また、図5.16は各時刻の流動層中の粒径を示したものである。これらの図より、流動層中の粒径の分布の時間変化過程を把握することができる。堆積土砂の粒径および堆積厚の時間変化を各地点について調べたものが図5.17である。さらに、これらを堆積厚と粒径との関係に書きなおしたものが図5.18である。ただし、図中の各地点の位置は図5.19に示している。これらの図から次のことがわかる。すなわち、谷出口中心線上では、下流側ほど速く堆積が始まり、堆積の影響が次第に上流側へ波及し、そのときには粒径が細かくなっている傾向がみられる。したがって、下層の粒度が粗く、表層ほど細かな土砂が堆積し、上流ほど粒度が広く分布するようになっている。堆積周辺部のポイントb, gも同様の傾向がある。谷軸上のメッシュから1メッシュはずれたポイントc, e, h, では粗い粒径のものが初期に大量に堆積するために堆積層厚の半分程度をこれが占めている。このことおよび図5.18の(c)と(d)、(e)と(f)および(h)と(i)とから、谷軸上のメッシュの両サイドに盛土状の堆積が生じ、自然堤防状になっていることがわかる。これは実際の土石流でもよく見られる現象である。また、土石流扇状地の二次侵食に関しても、谷軸線上に

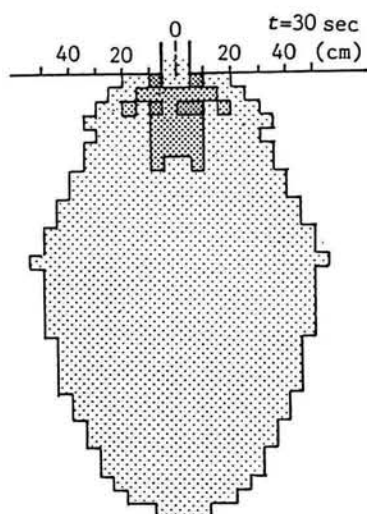
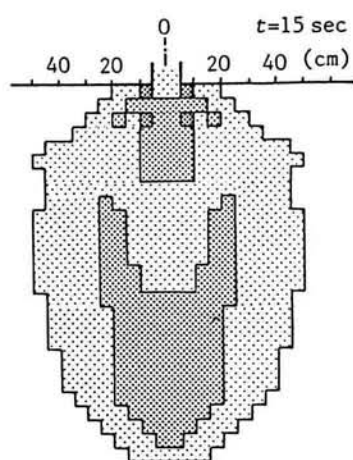
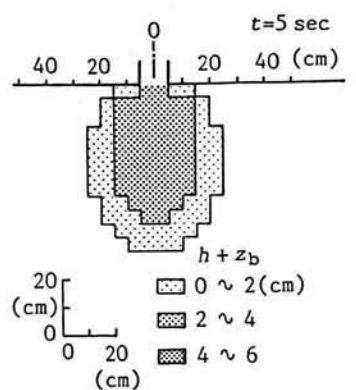


図5.15 土石流の堆積深+流動深
の時間変化

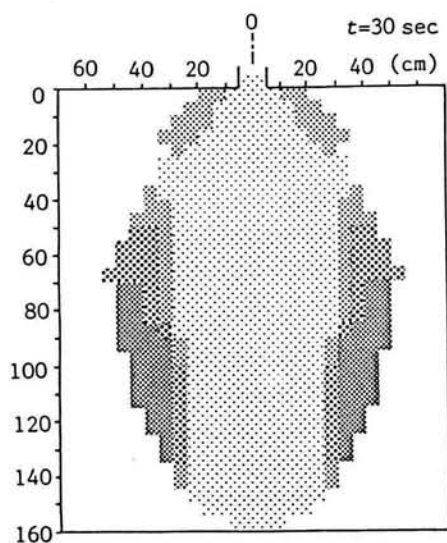
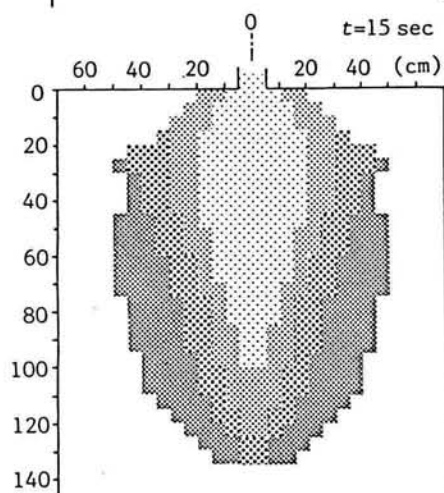
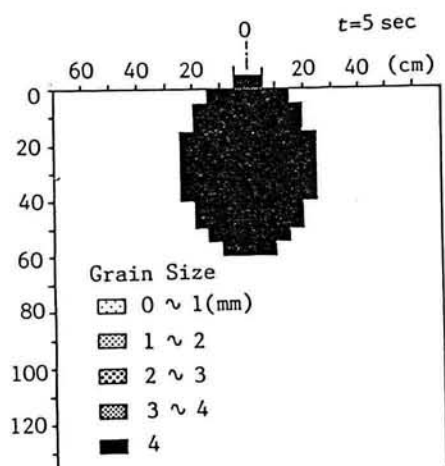


図5.16 土石流の粒度分布の時間変化
(流動部分)

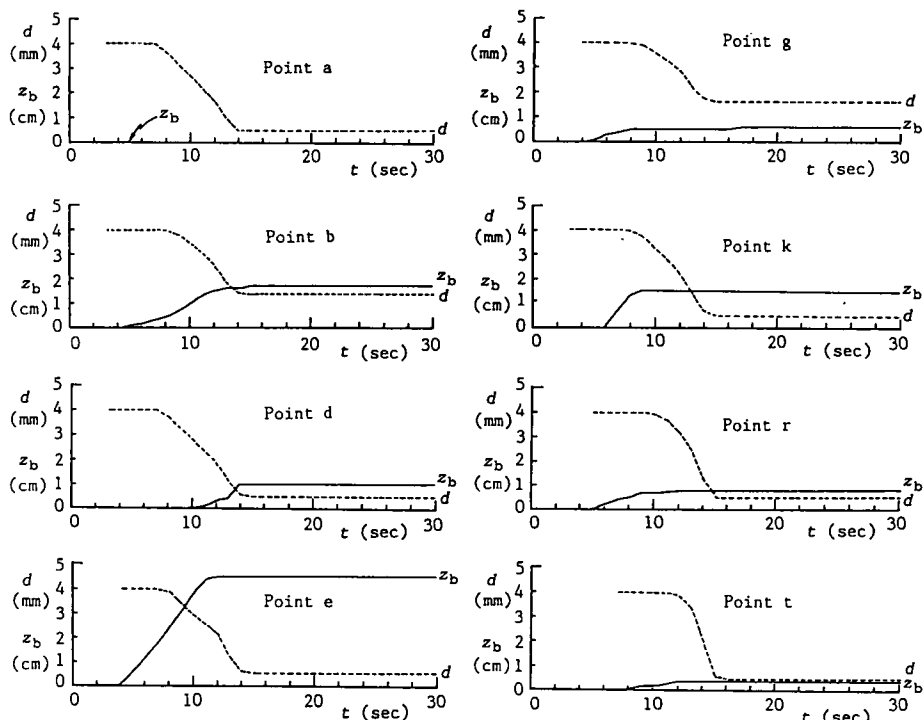


図5.17 土石流扇状地の特定地点における粒径および土砂堆積厚の時間変化

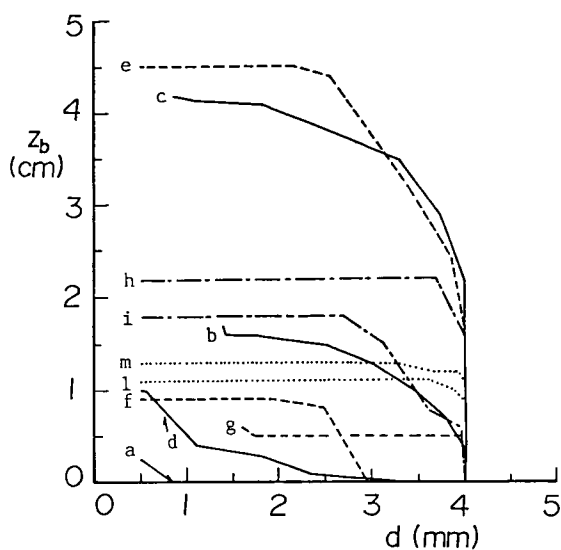


図5.18 土石流扇状地の特定地点における粒径の鉛直分布

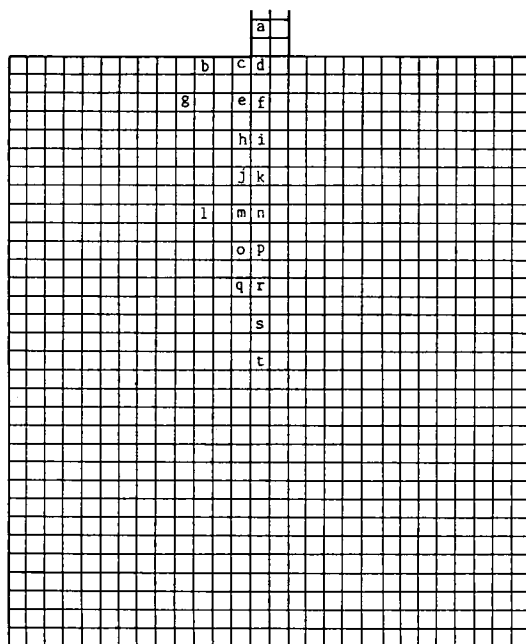


図5.19 特定地点番号の位置

沿って粒度が細かく、その両側で粗くなっていることから、中心軸線上に沿って侵食が進みやすく、

水みちが形成されやすいと思われる。このようなことは、高橋らが先に行った混合砂による土石流扇状地の侵食と再堆積に関する実験¹¹⁾においては、自然の堆積から谷軸線に沿う水みちが容易に形成されたのに対して、次節で述べる一様粒径を用いた土石流扇状地の二次侵食に関する実験では、水みち侵食が流下方向にうまく進行するよう予め少し水みちをつけるなどの整形をする必要が生じた事実と対応しているものと考えられる。このことについては次節で詳細に検討する。

5. 2. 5 実際の土石流への適用例 —昭和54年岐阜県上宝村栃尾の洞谷土石流—

ここで示した土石流氾濫・堆積の数値シミュレーション法の実際の適用性を調べるために、昭和54年8月22日岐阜県上宝村栃尾の洞谷で発生した土石流を対象に計算を実行する。本土石流による総流出土砂量は約70,000 m^3 であるが、現地での聞き取り調査や堆積構造の調査から、流出土砂量の約60%は最初の10分間に生じた土石流によって堆積し、残りは約35分間をかけて土砂流的に流出したとされている²²⁾ので、計算の際に与える境界条件および土石流の特性値は、従来の検討結果²³⁾を参考に、 $Q=72.7\text{m}^3/\text{sec}$ 、 $C_L=35\%$ 、 $C_F=10\%$ 、 $\sigma=2$ 、 $65\text{g}/\text{cm}^3$ 、 $d_L=10\text{cm}$ とした。格子間隔

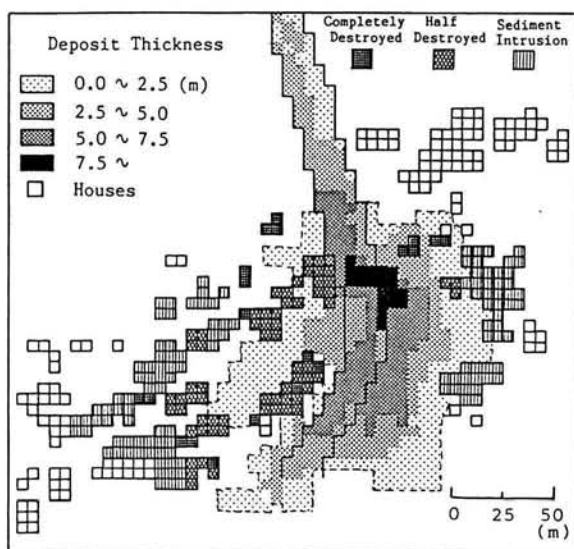


図5.20 洞谷土石流の土砂堆積厚の平面分布と家屋被害

は、 $\Delta x = \Delta y = 5\text{m}$ 、 $\Delta t = 1/50\text{sec}$ である。また、堆積速度式としては(5.32)式を用いているが、粒度の時間的変化は考慮していない。

図5.20に計算対象流域における現地調査データから得られた土石流部分の堆積による堆積厚の分布を示している。流路工が弯曲する付近の土砂堆積量が多く、現地での証言が得られているように、流路工を埋め尽くした土石流が弯曲地点から周辺に氾濫を始めたことがわかる。なお、流路工の勾配は弯曲地点から上流が約 10° 、下流は約 3° 程度である。

計算開始2, 6, 8および10分後の(堆積厚) + (流動深)の分布および流速ベクトルの分布に関する計算結果を図5.21に示す。以前の方法⁸⁾では、弯曲部上流での堆積が顕著で、実際とは一致しなかったが、この地点での平衡濃度は(5.12)式から約50%と計算され、流下土石流の濃度は35%であるから、堆積が遡上しない限りこの部分での堆積はないはずである。今回の計算ではこのことが再現されており、以前の手法が改善されていることがわかる。計算開始2分後ではまだ土石流は流路工から越流していないが、6分後では弯曲部における堆積深が大きくなり、流路工左岸で越流氾濫しており、8分後には右岸側でも氾濫をしているのが認められる。10分まで一定流量を与えているため、10分後においても土石流は流動しているが、弯曲部での堆積や街路上での実測値に近い氾濫・堆積形状を呈している。

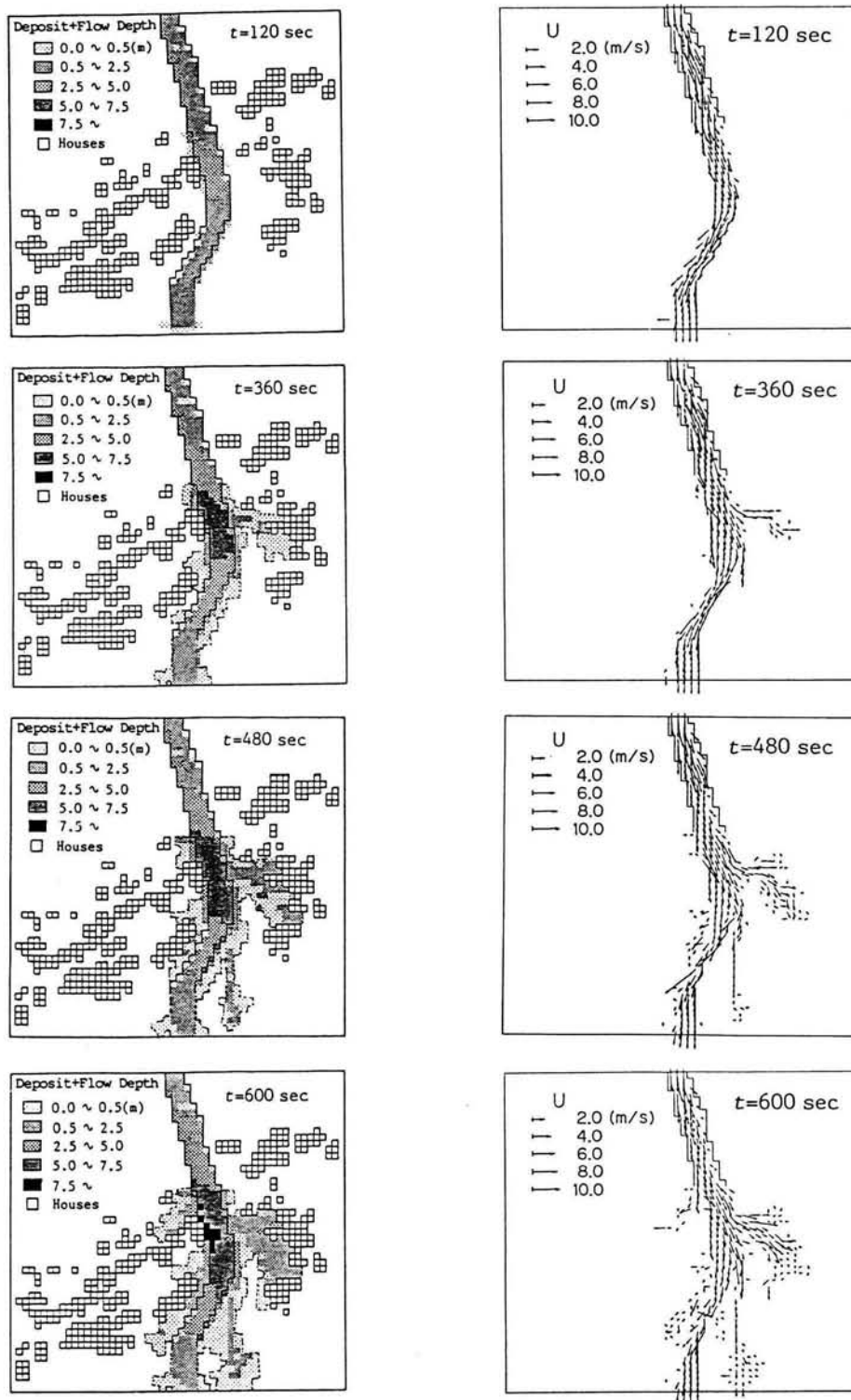


図5.21 各時刻における土石流の（堆積厚+流動深）の分布と流速ベクトルに関する計算値（家屋構造物が有る場合）

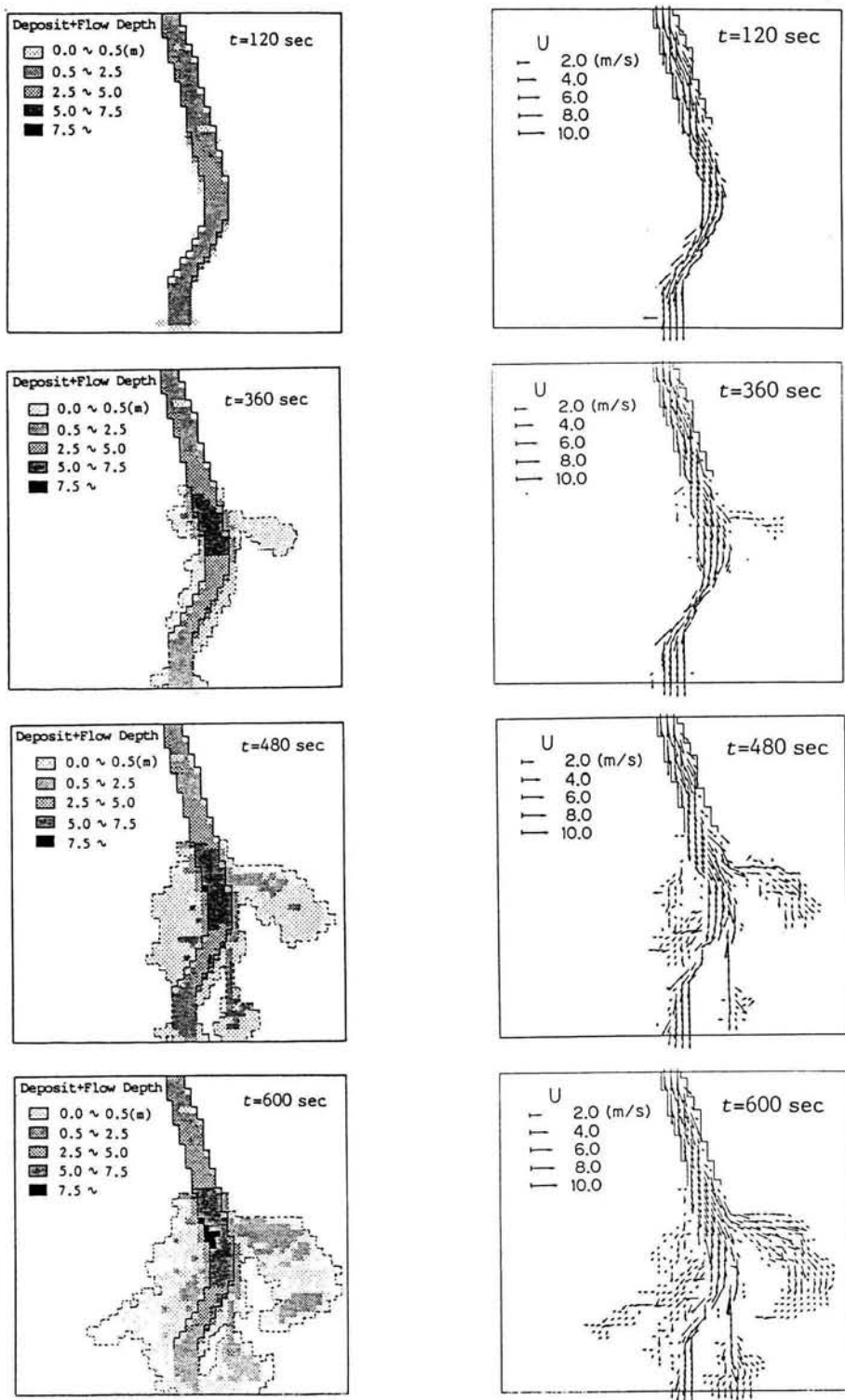


図5.22 各時刻における土石流の（堆積厚+流動深）の分布と流速ベクトルに関する計算値（家屋構造物が無い場合）

図5.22は同様の計算を家屋が全く無かったものと仮定して行った結果である。もちろん、氾濫開始までの様子は家のある場合と同一であるが、家が無いとした場合には氾濫の範囲が大きくなっており、流路工の近くに立地していた家屋が氾濫範囲をある程度小さくするのに寄与したことがわかる。なお、図5.21および図5.22において、流路工弯曲部左岸側に氾濫しない部分が生じており、図5.20の実測の堆積の傾向と異なっている。これは再度詳細に本扇状地の地形を調べたところ、地形データの読み取りに不備があって、実際よりも高く盛り上がったように読みとったためであることが判明している。

以上のように流量ハイドログラフ、濃度、粒径および現地地盤データ等の精度には不確かな所があるもののここで提示した土石流の氾濫・堆積のシミュレーション手法はある程度実際の土石流にも適用可能であることが分かった。なお、実際の土石流堆積範囲の予測には流出土砂量の予測が不可欠であるが、これ自体困難な問題を含んでいて今後の研究に待たなければならない面も多く、ここでは、流出土石流のハイドログラフは既知であるものとして議論を進めた。

5.3 土石流扇状地の侵食およびそれによる土砂流扇状地の形成に関する研究

5.3.1 基礎方程式

一旦形成された土石流扇状地が、後続流あるいはその後の洪水流によって水みち侵食を受け、侵食土砂が土石流扇状地の下流部で再堆積して土砂流扇状地が形成される。この場合、流水の抵抗則にはManning型のものが使用可能であろう。したがって、(5.2)、(5.3)式中の τ_b は、

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \dots\dots\dots (5.38)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \dots\dots\dots (5.39)$$

となる。ここに、 n はManningの粗度係数である。

洪水流の計算には(5.2)および(5.3)式に上式の抵抗則を用いたものと(5.4)式の連続式で堆積速度をゼロとおいた式とを用いて計算できる。すなわち、土石流では水と土砂とが一体となった連続流体として取り扱ったが、土砂流においては(5.4)式の連続式は流水のみの連続式に置き換え、したがって堆積速度の概念はここでは考慮しないことになる。運動量保存則も近似的に流水のみの運動量保存を考えるのでManning型の抵抗則を用いているのである。河床変動計算には(5.17)式の替わりに掃流砂による変動を考慮した次式を用いるが、これは第3章で示した(3.11)式と同じである。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} \right) \frac{1}{C_{*DL}} = 0 \dots\dots\dots (5.40)$$

ここに、 q_{bx} および q_{by} はそれぞれ、 x および y 方向の掃流砂量である。なお、掃流砂量式には、急勾配の掃流状集合流動をも含んだ領域で成立する次式²⁴⁾を用いる。

$$\frac{q_b}{\sqrt{(a/\rho - 1)gd_L^3}} = \frac{1 + 5 \tan \theta}{\cos \theta} \sqrt{\frac{8}{f}} \tau_*^{3/2} \left(1 - \alpha^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \dots\dots\dots (5.41)$$

上式は一次元の式であるので、これを以下のように流速成分の比で x 成分と y 成分とに配分する。

$$q_{bx} = \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_b, \quad q_{by} = \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_b \quad \dots\dots\dots (5.42)$$

ここに、 τ_* ; 無次元掃流力、 u_* ; 摩擦速度、 τ_{*c} ; 無次元限界掃流力で、

$$\tau_{*c} = 0.04 \times 10^{1.72\sigma} \quad \dots\dots\dots (5.43)$$

、 I_e ; 流水のエネルギー勾配で

$$I_e = \tan \theta = \frac{n^2 U |U|}{h^{4/3}}, \quad U = \sqrt{u^2 + v^2} \quad \dots\dots\dots (5.44)$$

f ; Darcy-Weisbachの抵抗係数で、

$$\left. \begin{aligned} \sqrt{\frac{8}{f}} &= A + 5.75 \log \frac{(\sigma/\rho - 1)\tau_*}{I_e(1 + 2\tau_*)}, \tau_* \geq 0.2 \\ \sqrt{\frac{8}{f}} &= A + 5.75 \log \frac{0.2(\sigma/\rho - 1)}{1.4I_e}, \tau_* < 0.2 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (5.45)$$

ただし、 $A = 0.04 I_e^{-2}$ ($I_e \geq 0.08$ のとき)、 $A = 6.0$ ($I_e < 0.08$ のとき)である。また、(5.41)式中の α は

$$\alpha^2 = \frac{2\{0.425 - \sigma \tan \theta / (\sigma - \rho)\}}{1 - \sigma \tan \theta / (\sigma - \rho)} \quad \dots\dots\dots (5.46)$$

である。なお、水流の計算に(5.38)、(5.39)式のようなManningの抵抗則を使い、流砂の計算では(5.41)式のようなDarcy-Weisbachの抵抗則を用いるのは厳密には矛盾であるが、 f の計算は上述のように複雑であるので、ここでは簡単のために水流の計算をあらかじめ一定の n を仮定して行い、それによる I_e や τ_* を用いて f を計算して流砂量を計算することにしている。

5. 3. 2 解析手法

石礫型土石流と同様に、上記基礎方程式を差分化して数値計算を実行するが、運動量保存式および連続式は水流に対するものであるので、既に洪水氾濫のところで詳細に吟味した方法をそのまま用いることにする。

土砂流による河床変動も第4章で述べた掃流砂によるものと基本的には同じであり、(3.12)式が差分表示式である。

5. 3. 3 実験による検討

(1) 実験装置および実験方法

実験装置は石礫型土石流の氾濫・堆積に関する実験に用いたものと同じである。土石流扇状地の侵食による土砂流扇状地の形成に関する実験方法は以下のものである。すなわち、土石流扇状地の形成に関する実験を行なった後、上流側水路部分へ遡上した土砂を取り除き、扇状地の中央に若干の水みちをつけ、流下方向に水みち侵食を進行するように整形を施した。このようにした理由は、遡上した部分が侵食を受けたとき、その土砂が扇状地頂部付近に堆積して流水の進行を阻害し、水路出口付近から左右どちらか一方に流水の集中を引きおこし、侵食が偏ってしまうからである。さて、多少の整形の後、上流水路から300cc/secの流量での給水を所定の時間だけ行い、2分毎に、水みちにおける水深と土砂の堆積厚さをメジャーで測定した。堆積実験と同じ位置で高速度ビデオカメラにより、流動深を読み取り、表5.2 土石流扇状地の二次侵食による土砂流扇状地の形成実験条件水路下流端から土砂流扇状地の形成過程を撮影し、標尺から堆積深の時間変化を読み取った。

実験条件は、土石流扇状地の形成実験と同じで上流水路勾配が 17° と 20° の場合、氾濫台の流下方向の勾配が 2° 、 5° および 7° の場合を組み合わせた6ケースである。なお、実験条件を表5.2に示す。

(2) 実験結果と計算結果との比較

侵食過程に関しても、まず高橋らが以前行なった一次元の侵食実験結果¹¹⁾とここで示した計算手法による結果とを比較してみる。なお、その実験は上流水路勾配が 18° 、下流水路勾配が 2° 、水路幅が20cmの水路に土石流を堆積させ、上流から流量1000cc/secを与えて侵食させたものである。堆積実験結果を計測して、これを初期堆積厚として与え、 $\Delta x = 10\text{cm}$ 、 $\Delta t = 1/500\text{sec}$ 、 $n = 0.025$ として計

表5.2 土石流扇状地の二次侵食による土砂流扇状地の形成実験条件

RUN	$\theta_u(^{\circ})$	$\theta_d(^{\circ})$	$Q_w(\text{l/s})$	$t(\text{s})$
7	17	2	0.3	480
8	17	5	0.3	480
9	17	7	0.3	480
10	20	2	0.3	600
11	20	5	0.3	480
12	20	7	0.3	360

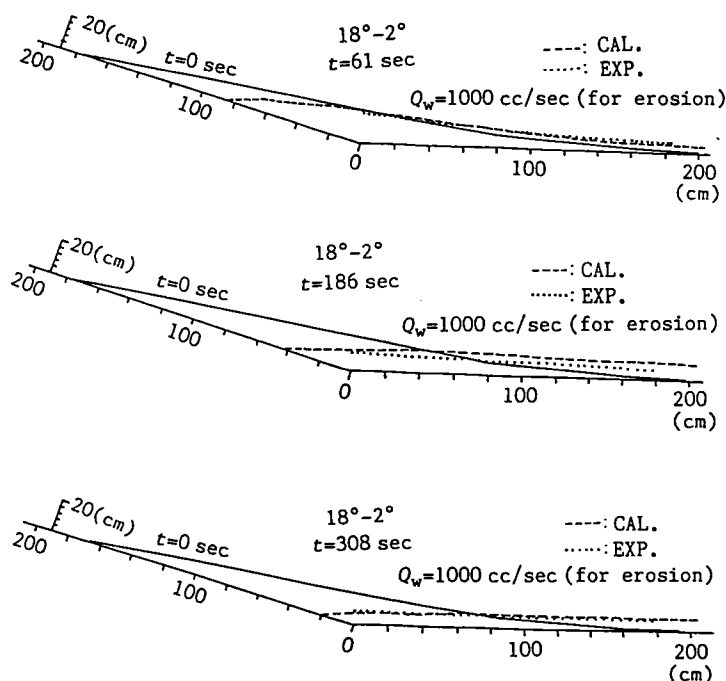


図5.23 一次元の土石流堆積地の侵食に関する実験結果と計算結果との比較

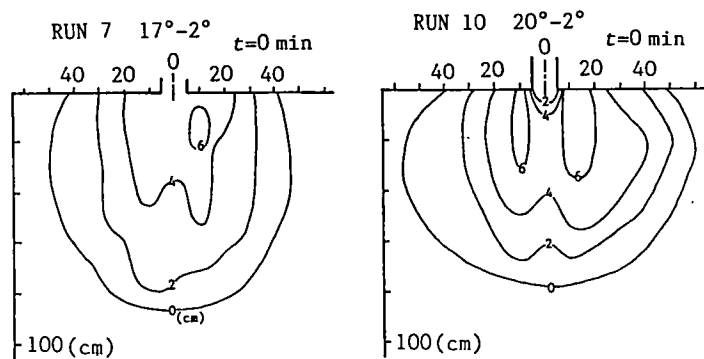


図5.24 侵食前の土石流扇状地の堆積厚の分布 (RUN 7およびRUN 10)

算を実行した。計算結果と実験結果との比較を図5.23に示す。これより、本計算手法がかなりよく実験結果を説明することがわかる。なお、勾配変化点よりも上流部分では実験中に侵食状況が計測されていないので、計算値との比較はその部分ではできていない。

侵食過程に関する実験結果と計算結果との比較・検討は全てのケースについて行なわれている¹⁹⁾が、ここでは、そのうちの代表的なものについて示す。

図5.24はRUN 7およびRUN 10における侵食前の初期堆積厚の分布を示したものである。一旦堆積した後の地形を少し整形しており、左右非対称な形状をしている。図

5.25はRUN 7における通水開始2分および6分後の土石流扇状地の侵食による土砂流扇状地の堆積状況の実験値と計算値とを比較したものである。通水2分後には両者とも谷出口から下流に直線的に侵食が進んで土砂流扇状地が形成され、6分後にはそれも次第に侵食されていく様子が表わされているが、計算の方が谷出口下流付近での侵食速度が速いようである。これは二次元の場合、実験では水みちの潤

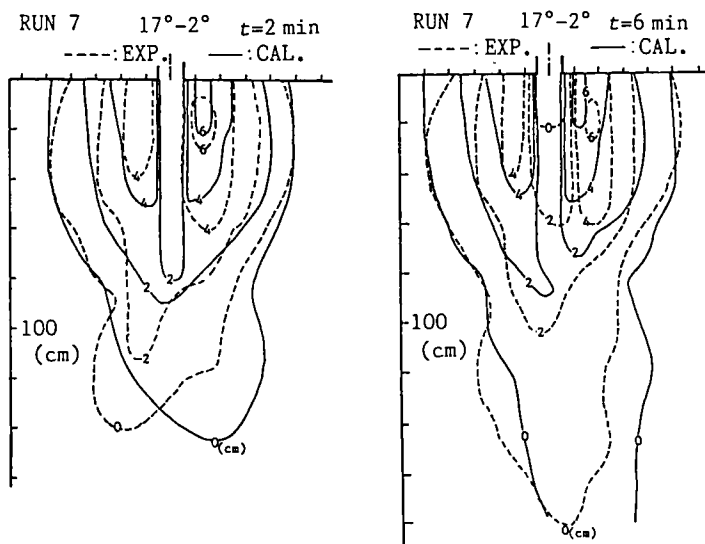


図5.25 土石流扇状地の侵食および二次堆積形状の時間変化に関する実験値と計算値との比較 (RUN 7)

辺から土石流扇状地内部への浸透水の影響があってこれを無視し得

ない可能性のあること、計算では水みちの拡幅過程が考慮されていないが、6分後の図でも見られるように、縦侵食の進行にともなって水みち側岸が崩れ落ち、多少の拡幅が生じるため、その土砂が水みちに補給される影響によって侵食速度が遅くなること、あるいは一次元の流砂量式の二次元場への適用性にも問題があるのかも知れない。図5.26はRUN 10の場合の通水開始2、4、8分後の実験値と計算値との比較をしたものである。このケースにおいてもRUN 7と同様の結果となっている。

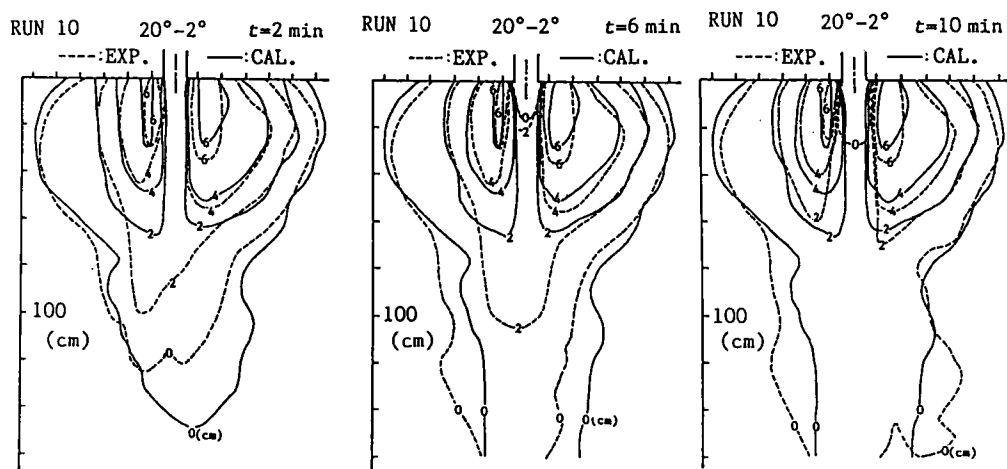


図5.26 土石流扇状地の侵食及び二次堆積形状の時間変化に関する実験値と計算値との比較 (RUN 10)

以上のような多少の問題はあるものの、ここで示したシミュレーション法によってほぼ妥当な結果が得られることが判明した。

5. 3. 4 実際の土砂流への適用²⁵⁾ - 昭和40年奥越豪雨災害における福井県西谷村中島地区の土砂流 -

すでに2. 5において、奥越豪雨災害における西谷村中島地区の被害の概要のところで述べたように、福井県西谷村中島地区の大半を埋没させた原因はその背後に展開する鎌谷（鎌田川）からの土砂流出であった。ここではその埋没過程の解析を前述の計算手法によって試みる。

鎌田川は図5.27にその平面図を示すように、羽毛状をした流域面積約3.8km²の小河川である。主流路長は約3400mであり、その縦断形状は図5.28のようで、下流側約1/3が上流部に比べて急勾配となっている。しかしながら、本流域の溪床勾配は支溪も含めて土石流発生勾配（15°）よりも緩く、中島地区を埋めた土砂は掃流あるいは掃流状集合流動として流出したものであると考えられる。実際に災害直後に撮影された空中写真（昭和40年10月1日、阪急航空撮影、1/12500）においても、上流部支溪および本流にはとくに土石流痕跡は認められず、主として中流以下の主流の侵食による土砂が流出したことを示唆している。

さて、鎌田川からの土砂流出による中島地区の埋没過程を数値シミュレーションによって再現するためには、中島地区扇状地頂部における流出土砂および洪水のハイドログラフが必要である。高橋²⁵⁾は簡単な線形の貯

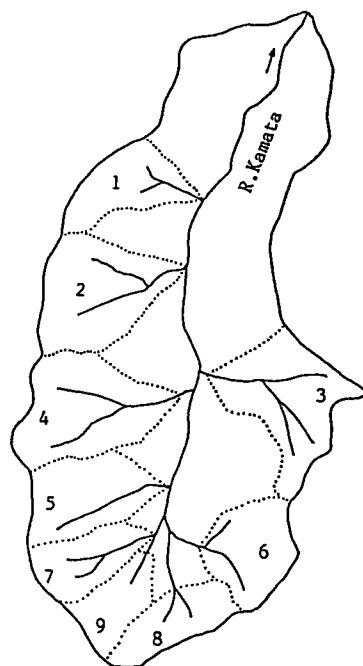


図5.27 鎌田川流域の概略図

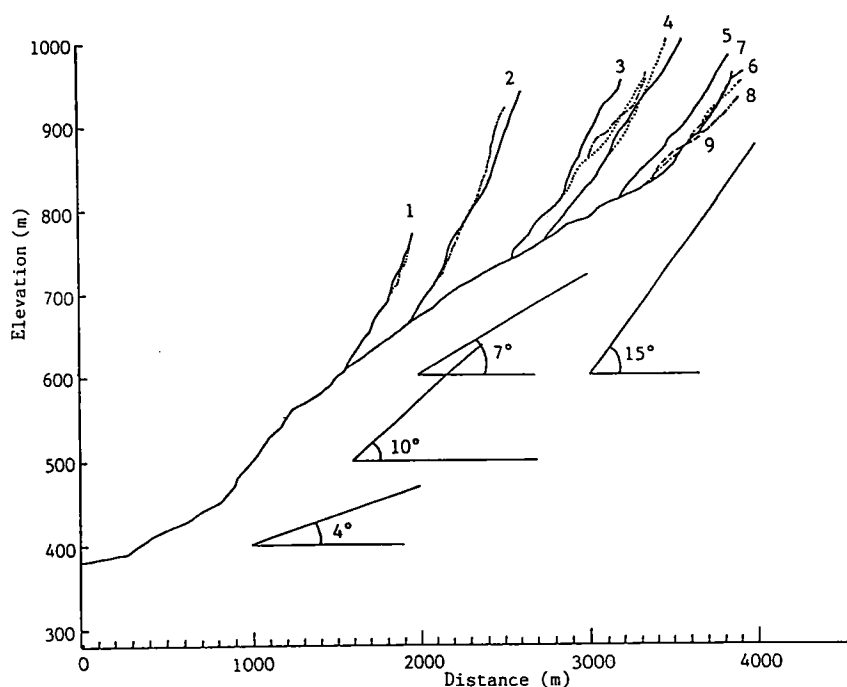


図5.28 鎌田川の縦断形状

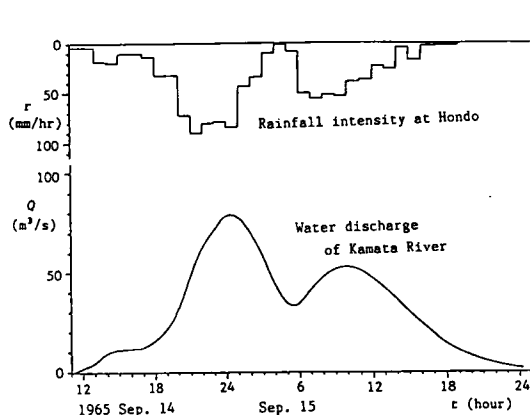


図5.29 中島地区扇状地頂部における
鎌田川の流量ハイドログラフ

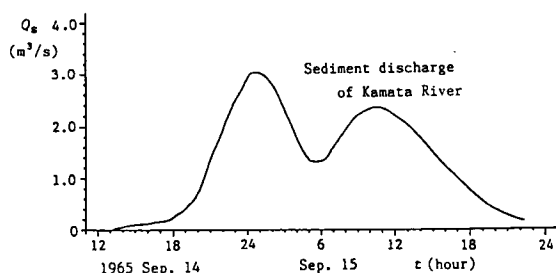


図5.30 中島地区扇状地頂部における鎌田川
の流出土砂量ハイドログラフ

留関数法を用いて図5.27に示した流域下流端における流量ハイドログラフを計算して図5.29のような結果を得ている。そして、図5.30に示すような土砂流出量を求めた。

このような土砂流出があったものとして図5.31のように簡略化して示した中島地区の扇状地上への土砂流の氾濫・堆積過程の解析をここで

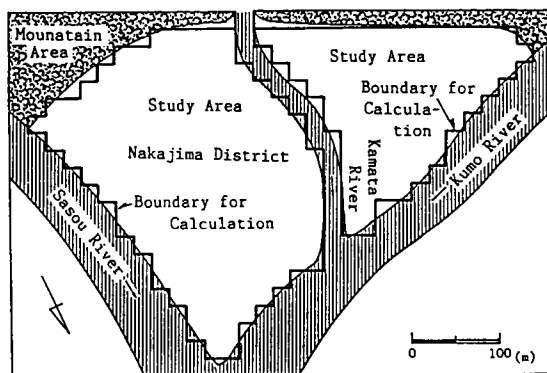


図5.31 計算領域

示した解析方法を用いて行なってみよう。

計算に際して、鎌田川の川幅は $B = 4x = 4y = 20\text{m}$ 、深さは 1.5m とし、扇面は扇頂部から雲川と笹生川の合流点へ向けて1方向にだけ 2° の傾斜をもつ平面であると仮定している。また、雲川および笹生川と接続する鎌田川および扇状地の下流端はいずれも段落ち状態になっているものとする。

図5.32は氾濫・堆積過程の解析結果である。本計算においては14日20時には扇面への薄い氾濫が生じており、目撃記録の21時頃よりも少し早めのようなのであるが、流出土砂量の計算では扇頂部上流に存在していた砂防ダムの効果を考慮していないのでそのようなになったのかもしれない。図には順次氾濫面の拡がりや堆積厚さの増大の傾向を時間を追って示している。15日の5時には氾濫はほぼ扇面全体

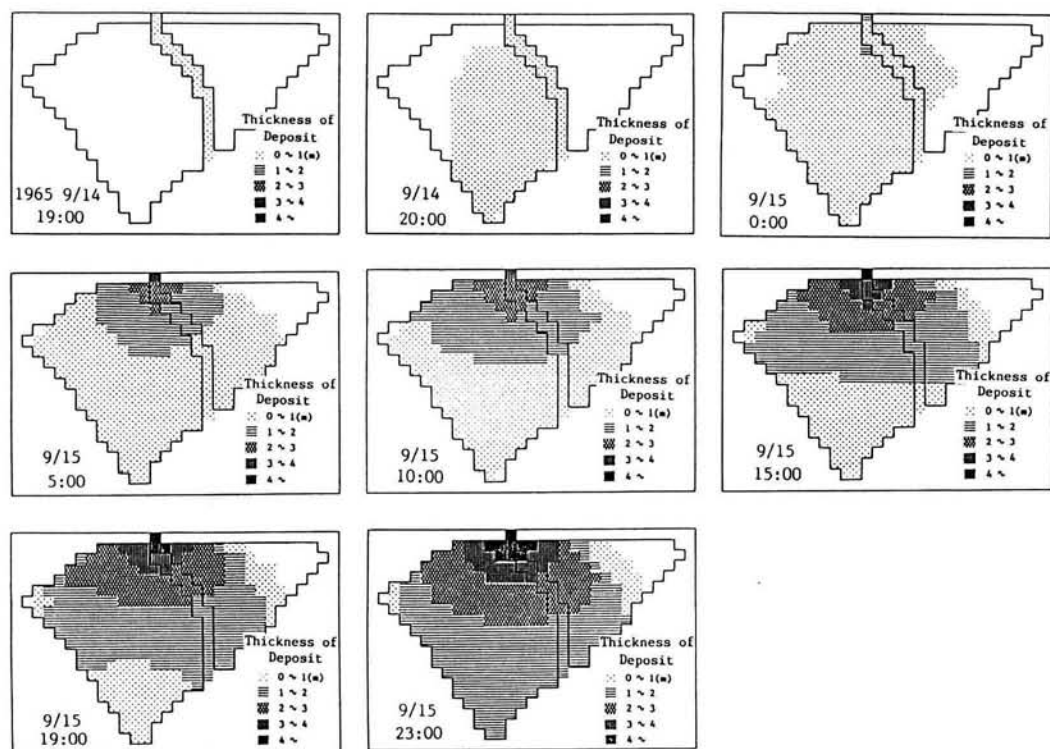


図5.32 中島地区における土砂流の氾濫・堆積過程の計算結果

に達しており、堆積厚さも扇頂付近では $2\sim 3\text{m}$ に達している。15日の23時の最終状態においては、扇面全体が $1\sim 4\text{m}$ の土砂堆積に覆われており、実際の状況とほぼ一致している。このように、実際の土砂流の氾濫・堆積現象にもここで示したモデルが適用可能であることが確かめられた。

5. 4 泥流型土石流の氾濫・堆積に関する研究²⁶⁾

5. 4. 1 基礎方程式

ここでも、石礫型土石流で取り扱ったように泥流も停止の瞬間までは一種の連続流体であるとしての取り扱いが可能であると考ええる。泥流の氾濫・堆積を対象とする場合、氾濫場は比較的緩い勾配に

あるものと思われるので x 、 y 座標軸は水平面内にとれるであろう。したがって、(5.2)および(5.3)式は洪水氾濫解析の場合と同様に二次元平面流れに関する式形となり、次式で表わされ、体積の連続式は(5.4)式と同様である。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta' \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial(vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(z_b+h)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \dots\dots\dots(5.47)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \beta' \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial(vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial(z_b+h)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_T} \dots\dots\dots(5.48)$$

泥流型土石流と石礫型土石流の相違は抵抗則に現われる。すなわち、 x 、 y 方向の運動量保存則(5.2)および(5.3)式において、右辺の τ_{bx} 、 τ_{by} は石礫型土石流の場合(5.7)および(5.8)式で与えられたが、泥流型土石流の場合には、流動深に比して構成粒子径が非常に小さい流れでは、石礫型土石流で重要であった粒子同士の衝突効果があり重要でなくなり、流動の抵抗則には次式で示されるようなManning則が適用可能となる²⁷⁾。

$$\tau_{bx} = \rho_T g n_m^2 u \sqrt{u^2 + v^2} / h^{1/3} \dots\dots\dots(5.49)$$

$$\tau_{by} = \rho_T g n_m^2 v \sqrt{u^2 + v^2} / h^{1/3} \dots\dots\dots(5.50)$$

ここに、 n_m は土砂をも含んだ流動物に対するManningの粗度係数である。

平衡濃度式は泥流の場合、掃流状集合流動に対して示された(5.13)式が適用可能である。土砂の連続条件は粗粒成分と細粒成分とに分けてそれぞれの分離過程も問題としているので前出の(5.5)および(5.6)式を適用する。また、堆積速度式に関しては、掃流状集合流動に対して適用可能な(5.16)式を用い、 θ には(5.44)式の n を泥流に対するManningの粗度係数 n_m に置き換えたエネルギー勾配を採用する。地盤高の変化式は石礫型土石流の場合と同様に(5.17)式が使用できる。

解析手法は石礫型土石流の場合と同様に基礎方程式系を差分化し、数値解析を行なうことによって求めることにする。基礎方程式の差分式は石礫型土石流とほぼ同様であるが、抵抗項に関しては土砂流のそれと同様である。

5. 4. 2 実際の泥流への適用例

(1) アルメロ市を襲った泥流

1985年11月13日コロンビア国のNevado del Ruiz火山が噴火し、それに伴って発生した火砕流の影響で氷帽が融解して大泥流が発生した。いくつかの河川で発生した泥流のうち、Lagunillas川のもはとくに大規模であり、その川の扇状地上に立地していたArmero市およびその周辺部を直撃して大災害をもたらしたのである。この泥流のハイドログラフの見積りおよび粗粒成分、細粒成分の濃度の見積りにつ

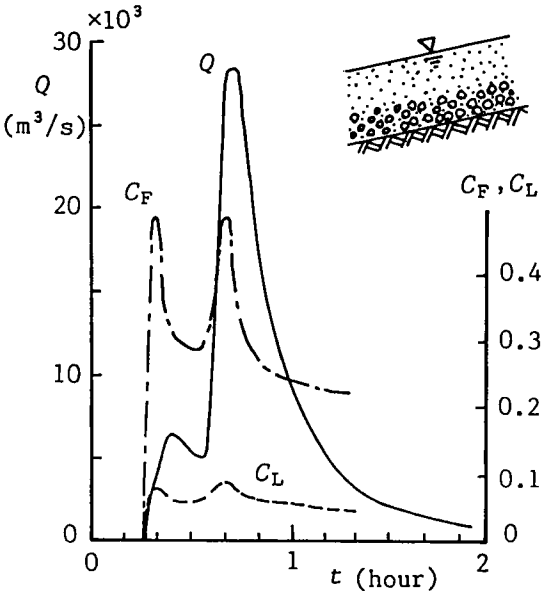


図5.33 アルメロ市扇頂部における泥流のハイドログラフ²⁸⁾

いてはすでに高橋ら²⁸⁾によって報告されているが、その中から、扇頂部における計算結果を示せば図5.33のとおりである。粗粒子の容積濃度および細粒子の容積濃度の計算結果からすれば、扇頂部へ流出した泥流中では図中に概念図が示されているように、流動全体の深さにわたって細粒成分はほぼ均等に分布しているが、粗粒成分は下方に集中して流れていたものと推定される。

泥流の堆積範囲は前出の図5.1にも示しているが、付近の等高線分布（使用した1/25,000地形図では25m間隔の等高線しか描かれていないので、高橋ら¹⁸⁾がこれを内挿して5m間隔のものとして描いている）と後述する数値計算等の領域とともに実績堆積範囲を示したのが図5.34である。堆積範囲の面積は約30km²にも及んでおり、図中のメッシュ(8,25)で示されたArmero市内での堆積厚さは建物の一階が埋没してしまう程度になっている。しかし、建物が完全に流失してしまっている付近ではもっと堆積厚が小さい部分も

多いようで、そのかわり直径数mにも及ぶ岩石も流出して来ている。泥流の構成材料は、扇頂部付近では写真5.1¹⁸⁾に見るように、直径数cm以上の石礫とその間隔を埋める細かい砂とからなっており、Armero市街の下流では堆積の表面は写真5.2¹⁸⁾に見るように、0.1mm以下の成分を数10%も含むような微細土砂によって覆われている。高橋ら¹⁸⁾はさらに下流から堆積先端にかけての堆積物についての状況は未調査に終わっているが、上空からの観察調査結果からみてほとんど細かい成分のみから成っているものと推定している。

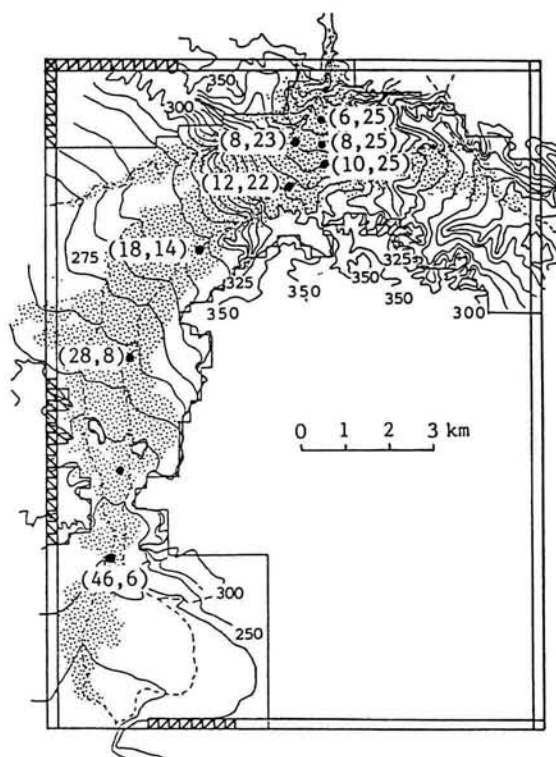


図5.34 計算領域の標高と実際の泥流堆積範囲



写真5.1 アルメロ市扇頂部
付近の堆積土砂²⁶⁾



写真5.2 アルメロ市中心部より少し離れた
地点における細粒成分に覆われた
粗粒成分の堆積物²⁶⁾

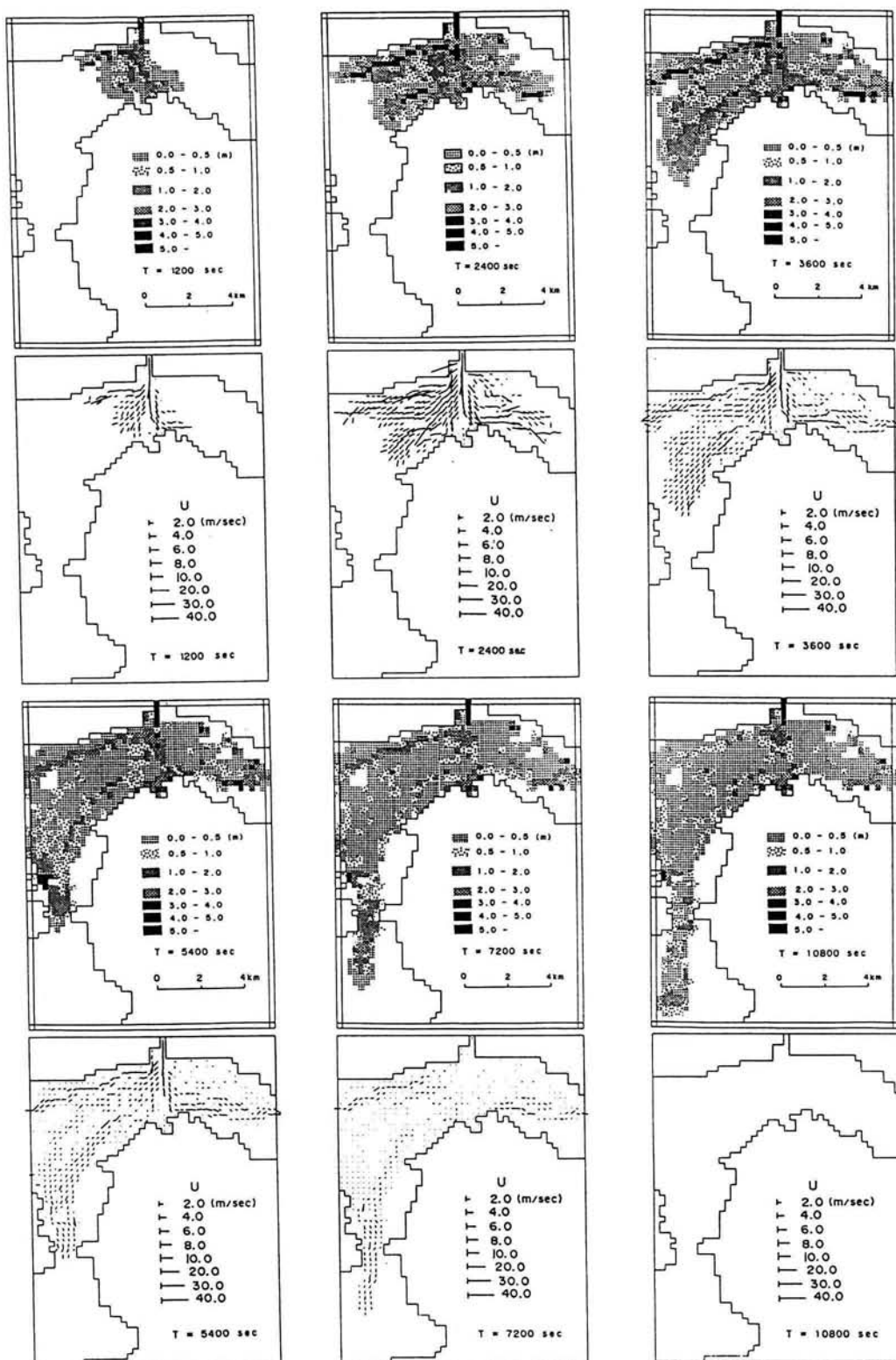


図5.35 泥流の堆積範囲と流速ベクトルの分布の時間変化に関する計算結果

(2) アルメロ泥流の解析結果と考察

Armero市を襲った泥流を、図5.33に示した計算ハイドログラフ¹⁸⁾を流入条件として解析した。ただし、同図においてハイドログラフが立ち上がる $t=16$ 分を氾濫計算の $t=0$ 分とした。計算に必要な条件として、 $\Delta x = \Delta y = 250\text{m}$ 、 $\Delta t = 1\text{sec}$ 、 $n_m = 0.04$ 、 $d_L = 10\text{cm}$ 、 $C_{*DL} = 0.5$ 、 $\sigma = 2.65\text{g/cm}^3$ 、 $\rho = 1.0\text{g/cm}^3$ 、 $U_{TH} = 0.4\text{m/sec}$ を用いた。なお、堆積速度の式(5.16)式における β には 10^{-4} を用い、粗粒径成分の平衡濃度式(5.12)式において、摩擦係数のかわりに内部摩擦係数 $\tan \phi = 0.75$ を用いた。泥流型土石流において粗粒径成分も考慮し、クーロン型抵抗のみを用いて導かれた平衡濃度式(5.12)式を粗粒径成分の堆積判定条件に用いることは、泥流の流動式にManning則を用いていることと相矛盾することではあるが、粗粒径成分と細粒径成分に分けて泥流の流動を解析することの困難さから、ここでは泥流（細粒径成分を多量に含んだ流れで、石礫の衝突に起因する応力が支配的でない流れ）の流動が支配的であると考えて、このような取り扱いを行なったが、粗粒径と細粒径に分ける基準とそれぞれの粒径成分が土石流の流動に与える影響については今後の検討課題である。

図5.35は泥流が扇頂部へ到達してからの経過時間と各メッシュでの流動・堆積厚および流速ベクトルの変化状況を示している。20分後にはArmero市はほぼ壊滅状態に陥っていたであろうこと、3時間後にはほとんどすべての現象が完了していたであろうこと等がわかり、また、主な流れが3本に分かれ、1本はLagunillas本川沿いに、他の2本は扇状地上から発する小河川沿いに流れ下った様子も読み取れる。そして、特に大規模な流れはLagunillas本川沿いではなく、Armero市から東方へ流れていたVlejo川を埋めるように流れ下った状況がよく再現されている。

流動・堆積の時間的変化をより詳細に見るために、図5.34中に黒く塗りつぶした各メッシュ地点で

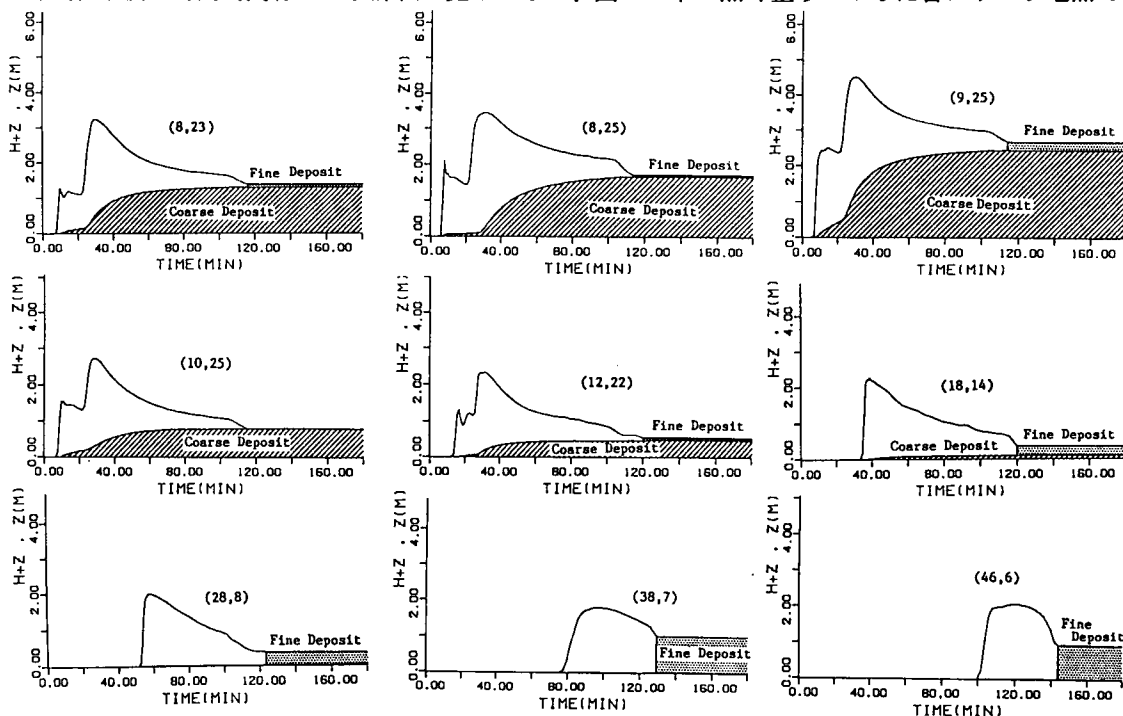


図5.36 図5.34に示された各地点における泥流の流動深、粗粒成分の堆積厚および細粒成分の堆積厚の時間変化に関する計算結果

の状況を抜き出して示すと図5.36のようである。Armero市があるメッシュ(8,25)やその周辺のメッシュ(8,23)、(9,25)では、流動水位の最大値は4m近くに達しており、粗粒成分の堆積厚は2~3mにもなっている。このことは現地調査結果をかなりよく説明している。下流部へ進につれて流動のピーク水位および堆積厚さがともに減少していくが、粗粒成分の堆積厚に比して、相対的に細粒成分の堆積厚が増加し、メッシュ(28,8)よりも下流ではほとんど細粒成分のみの堆積となっている。

さて、(2.10)式で示した洪水氾濫による木造家屋の流失危険度指標を用いて泥流による家屋の流失危険度を調べてみよう。(2.10)式において、流体密度を泥流のそれ、すなわち ρ_T に置き換えて評価することができる。すなわち

$$M_{cr} = h_{cr} u_{cr} = \sqrt{M_v / (h_c / h \cdot C_D / 2 \cdot \rho_T)} / \sqrt{B} \dots\dots\dots (5.51)$$

ここに、 ρ_T は泥流の密度で粗粒径成分および細粒径成分の濃度変化によって、時間的に変化する。Armero市の住宅は木造ではなかったが、木造家屋の流失危険度指標を用いて、それぞれのメッシュでその何倍に相当する外力が作用したのかを検討することが可能である。いま、 $M_v=418730(N \cdot m)$ 、 $C_D/2=1.064$ 、 $h_c/h=0.732$ 、 $B=5(m)$ として図5.34に示したメッシュにおいて M_{cr} と uh の時間的変化を求め、これらを比較したのが図5.37である。Armero市およびその周辺メッシュでは比較的小規模な泥流の第1波ですでに M_{cr} を越えており、第2波では(12,22)付近まで M_{cr} を上回っていることがわかる。さらに、図5.38は各メッシュでの uh の最大値を求めて M_{cr} と比較して流失危険度の分布を示したも

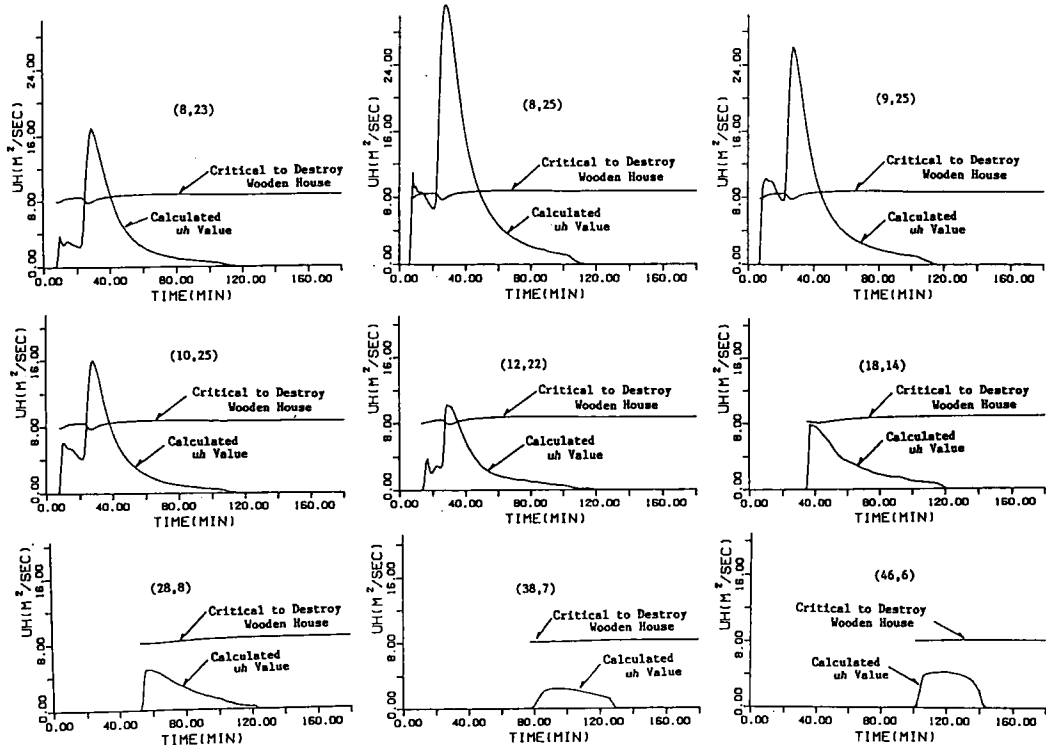


図5.37 図5.34に示された各地点における家屋流失限界の uh 曲線と数値計算から求めた uh の時間変化

のである。本シミュレーション法によれば、流動深、堆積厚に加えて、破壊力の分布を求めることができ、災害範囲の予測に対して有力な手段となることを示している。

5. 5 危険度ランク別危険範囲の指定^{26), 29)}

土石流氾濫・堆積の数値シミュレーションを用いた特定地点の土石流氾濫危険範囲の指定法は図5.39のようなフローに従うことが可能であろう。まず、地域の災害原因となる溪流に対して、その地域の重要度や土石流の再現期間と規模を勘案して、土石流の発生原因となる降雨条件あるいは地震等の外力条件を定め、これを対象流域に与えた際に発生する土石流の規模、性質を予測し、溪流内での土石流の変形・変質や対策工の効果を加味して、溪流出口へ流出する危険範囲指定対象土石流を決定する。このことが十分的確に行えない現状においては、過去の経験などを加味した複数の指定対象土石流とすることも考えられる。指定対象土石流（群）に対する氾濫・堆積シミュレーションを本論文で示した方法に従って行い、破壊力分布を求める。その際、

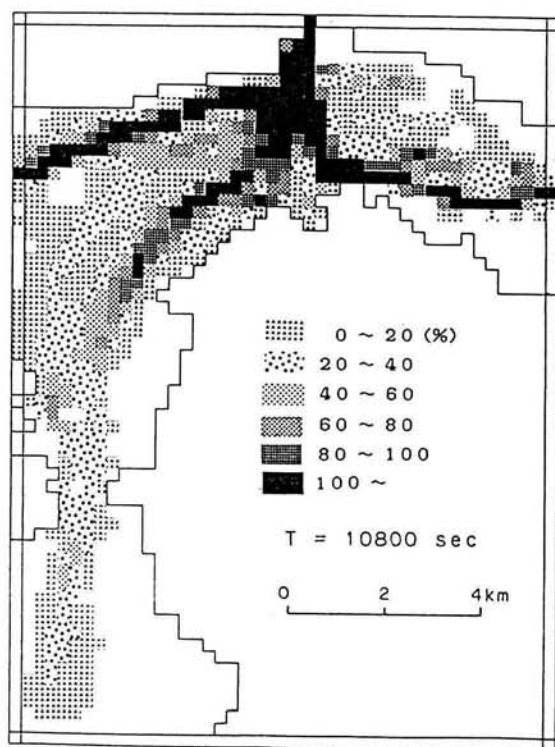


図5.38 家屋の流失危険範囲

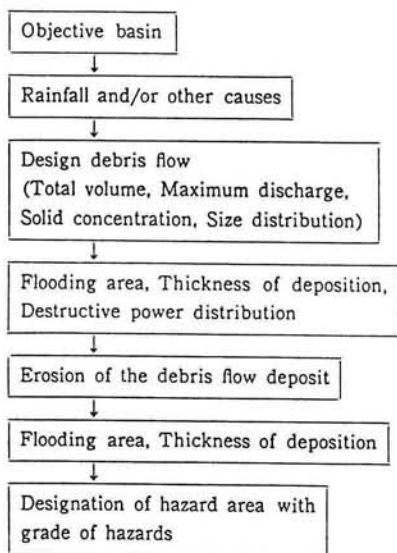


図5.39 土石流危険範囲の設定法に関するフローチャート

種々の対策工や人家、街路等の配置の影響を考慮することも重要であり、本論で示した方法によればこのことが可能である。破壊力の分布や堆積厚の分布等と実際の被害との関係を明らかにし、倒壊家屋や流木等による二次的災害の予測法を求めて精度の向上をはかる。

土石流災害においては巨礫を含む土石流本体による破壊がもちろん非常に重要であるが、ここで示した土砂流による侵食・堆積現象も重要であり、土石流危険範囲指定にはこのような土砂流・掃流による危険範囲もここで提示した手法を用いて同時に指定するものとする。

以上のようなフローによって対象地域の破壊力別あるいは被害危険度別危険範囲の指定が可能となるであろうが、土石流の規模や性質の予測精度、シミュレーション手法自身や氾濫場の条件を示す諸定数の精度等

不明確な部分も少なくないので、本手法の信頼度に関する検討を通して、適切な安全率を考慮することも重要となろう。

さて、実際の流域を対象として危険範囲の指定を行なってみよう。ここでは、5.2でとりあげた洞谷扇状地を対象として、昭和54年の土石流についてここで示したシミュレーション手法を用いて危険度ランク別の危険範囲指定を行なってみる。危険度ランクをどのように分けるかは議論のあるところであるが、ここでは仮に、

I：家屋流失、土石流先端部の到達範囲

II：2m以上の土砂堆積

III：2mから1mの土砂堆積

IV：1m未満の土砂堆積

のように区分してみよう。ただし、家屋流失の限界は洪水氾濫に対してすでに与えられている木造家屋流失の限界の流速と水深の積 $(Uh)_{cr} \{= 23.2/\sqrt{B_p}, \text{m-sec単位、 } B_p: \text{家屋幅}\}$ において³⁸⁾、現地の家屋幅を参考にして $B_p=10\text{m}$ とした値の80%以上ということにする。

図5.40および図5.41は、それぞれ、扇状地上に存在していた家屋群を考慮した場合と、家屋が存在していなかったと仮定した場合に対する計算結果を示している。家屋が流失するかあるいは土石流先端部の到達範囲である危険度ランク I の領域は流路工内部にのみ存在しており、この限りにおいて流路工はある程度有効であったとみなされるが、氾濫による危険域は扇面上にあり、とくに家屋がなかったと仮定した場合の方が扇面全体にべったりと堆積危険域が生ずることになっている。しかしながら、わずかではあるが、家屋がないとした場合には危険がないと判断された地点でも、家屋の存在を考慮すれば危険範囲にはいる部分も現われており、家屋の配置や数は時間的に変化するし、家屋自身の強度その他の構造も土石流氾濫の結果を左右する要素であるので、議論は複雑になるけれども、家屋の存在を考慮した場合と家屋を考慮しない場合の両方についての危険予測の結果の総合的判断が必

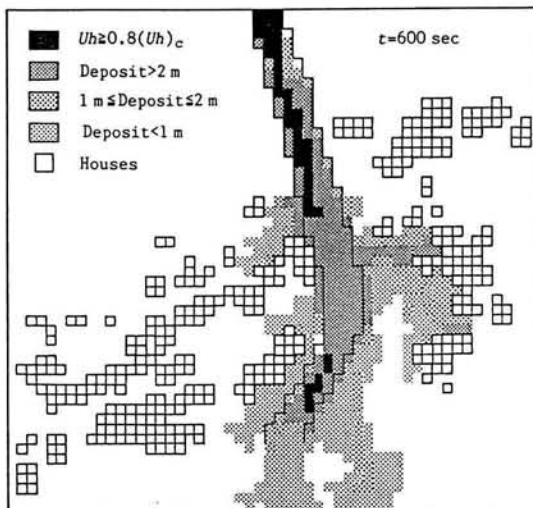


図5.40 洞谷扇状地における家屋構造物の配置を考慮した場合の土石流災害危険範囲の予測図

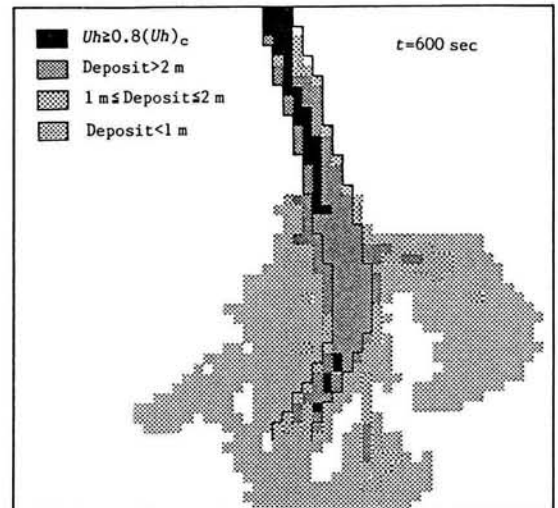


図5.41 洞谷扇状地における家屋構造物の配置を考慮しない場合の土石流災害危険範囲の予測図

要になるものと思われる。

前出の図5.20には実際の全壊、半壊および土砂侵入家屋の配置が示されている。全壊や土砂侵入といっても程度が色々であって一概に議論することは難しいが、このような結果は上述の家屋の存在する場合と存在しない場合の両方について考慮することの必要性を示している。

このようにして、危険範囲が指定されたとき、これを実際の防災対策に活用するにはどうすればよいかといった防災戦略的研究の必要性もまた高いことは論を俟たない。

5.6 結 語

本章において、土砂災害のハザードマップ、リスクマップを作成する上で、数値シミュレーションが有効であることを示し、具体的なシミュレーションの手法および、それによる危険度ランク別の危険度評価の方法を与えた。得られた結果を要約すると以下のようである。

- 1) 石礫型土石流の氾濫・堆積の過程は、その停止の瞬間まで土砂と水とが一体となった連続流体としてとくに、慣性領域に特有のダイラタント流体として、二次元流れの解析を水流の場合と同様にして取り扱うことができる。
- 2) その際の抵抗則はダイラタント流体の特性を反映したクーロン型の項と流体抵抗との和として与えられ、連続式に導入される堆積速度式は土石流を均一粒径として取り扱う場合には、当該地点の平衡土石流濃度と流下濃度との差に比例した速度で堆積するとの考えによるもので与えられる。
- 3) ここで示した土石流堆積のシミュレーション法は高橋らが先に示した方法⁸⁾の改良であり、土石流の堆積から上流溪床内への遡上堆積の過程が一貫して取り扱える。この方法の妥当性は実験によって確かめられた。
- 4) 一旦形成された土石流扇状地は後続流等によって侵食され、さらに下流部に堆積して土砂流扇状地を形成するが、その過程は二次元の掃流砂輸送過程として解析が可能であり、具体的なシミュレーション法を示した。また、その妥当性が実験によって示された。
- 5) 広い粒度分布を持った土石流は先端部に石礫を集め、後続部になるほど泥流的性格を帯びるような特性を持って流下してくるが、その堆積によって生ずる土石流扇状地の堆積構造は流下土石流のこのような粒度分布特性を反映して複雑である。本章においては、粒径変化に関する方程式を導入し、さらに、土石流が勾配変化点にさしかかっても直ちには堆積するのではなく、ある距離を慣性的に流下した後には堆積するという事実を考慮した堆積速度の修正式を与えて、土石流扇状地の粒度分布特性をうまく説明できるような堆積シミュレーション法を示した。
- 6) ここで与えたシミュレーション法を洞谷土石流に適用して比較的うまく実際現象が説明できることを示した。
- 7) 泥流型土石流の氾濫・堆積シミュレーション法を提案し、Ruiz火山の噴火に伴って発生した巨大泥流に適用して満足すべき結果が得られることを実証した。しかしながら堆積速度を規定する定数 β 、粗粒成分と細粒成分とを分ける基準、泥流の運動が停止に至る限界の流速 U_{TH} 等についてはまだ一般性のある議論ができておらず、今後の課題として残されている。
- 8) シミュレーション法を基礎とする危険範囲指定へのフローについての提言を行ない、本シミュレ

ーション手法にもとづく土石流扇状地内の危険ランク別の危険度評価が有効であり、とくに、すでに家屋群が立地している場合でも、それらの家屋群を考慮した場合と家屋がないと仮定した場合の両方の場合についての危険度評価を行なって、それらの結果を総合的に判断するのが良いことを示した。

本論文においては、粒度分布が広い場合の堆積の実験とシミュレーションとの比較を行なっておらず今後の課題として残されているが、さらに、土石流扇状地の侵食過程における水みち形成の問題や実際の危険度評価における規模別の発生危険度を加味した総合的な危険度評価の問題等も残された重要課題であろう。

参 考 文 献

- 1) 建設省河川局砂防課:土石流危険渓流および危険区域調査要領,1978,pp.1-41.
- 2) Brabb,E.E.: Innovative Approaches to Landslide Hazard and Risk Mapping,Proc.IVth Conf. and Field Workshop on Landslide,1985,pp.17-22.
- 3) Foster,H.D.:Disaster Planning, Springer-Verlag,1980,p62.
- 4) INGEOMINAS: Mapa preliminar de riesgos volcanicos potenciales del Nevado del Ruiz, Texto Explicativo,Bogota,1985,p.18.
- 5) 武居有恒:確率論的手法による危険範囲の予測,文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告書(扇状地における洪水・土砂災害の発生とその防止軽減に関する研究,研究代表者:芦田和男),1982,pp.82-91.
- 6) 今村遼平・杉田昌美:Random walk model による土砂堆積シミュレーションについて,新砂防,114,1980,pp.17-26.
- 7) 高橋 保:土石流の停止・堆積機構に関する研究(2) -土石流扇状地の形成過程-,京都大学防災研究所年報,第23号B-2,1980,pp.443-456.
- 8) 高橋 保・辻本浩史:土石流氾濫・堆積のシミュレーション,京都大学防災研究所年報,第27号B-2,1984,pp.467-485.
- 9) Takahashi,T. and H.Tsujimoto: Delineation of the Debris Flow Hazardous Zone by a Numerical Simulation Method,Intr.Symp.on Erosion,Debris Flow and Disaster Prevention,Tsukuba,Japan,1985,pp.457-462.
- 10) 高橋 保・中川 一:市街地における洪水氾濫水の挙動に関する研究,京都大学防災研究所年報,第26号B-2,1983,pp.245-259.
- 11) 高橋 保:土石流の停止・堆積機構に関する研究(3) -土石流扇状地の二次侵食-,京都大学防災研究所年報,第25号B-2,1982,pp.327-348.
- 12) 橋本晴行・椿 東一郎・山本行範:土石流における巨レキの先端集中に関する実験的研究,土木学会第36回年次学術講演会講演概要集,1981,pp.565-566.
- 13) 奥田節夫・諏訪 浩:焼岳の上々堀沢扇状地における観測,文部省科学研究費自然災害特別研究成果報告書(扇状地における洪水・土砂災害の発生とその防止軽減に関する研究,研究代表者:芦田和男),1982,pp.27-46.

- 14) 高橋 保:土石流の力学的機構,水工学シリーズ80-A-1,土木学会水理委員会,1980,pp. A-1-1-A-1-17.
- 15) 芦田和男・江頭進治・神矢 弘・佐々木 浩:斜面における土塊の抵抗則と移動速度,京都大学防災研究所年報,第28号B-2,1985,pp.297-307.
- 16) 橋本晴行・椿 東一郎・平野宗夫:土砂の掃流状集合流動について,第30回水理講演会論文集,1986,pp.235-240.
- 17) 高橋 保:土石流の発生と流動に関する研究,京都大学防災研究所年報,第20号B-2,1977,pp.405-435.
- 18) 高橋 保・江頭進治:泥流の調査,文部省科学研究費自然災害特別研究突発災害研究成果報告書(南米コロンビア国ネバド・デル・ルイス火山の1985年噴火と災害に関する調査研究,研究代表者:勝井義雄),1986,pp.61-92.
- 19) 佐藤広章:土石流扇状地の形成過程とその侵食および二次堆積に関する研究,京都大学卒業論文,1988,pp.9-15.
- 20) 高橋 保・吉田 等:土石流の停止・堆積機構に関する研究(1) -勾配急変による堆積-,京都大学防災研究所年報,第22号B-2,1979,pp.315-328.
- 21) Bagnold,R.A.: Experiments on a Gravity-Free Dispersion of Large Solid Spheres in a Newtonian Fluid under Shear,Proc.Roy.Soc.London,A,Vol.225,1954,pp.49-63.
- 22) 建設省神通川水系砂防工事事務所・(株)地域開発コンサルタント:8.22洞谷土石流被害区域調査および崩壊地調査報告書,1979,pp.1-128.
- 23) 高橋 保:洞谷土石流について,新砂防,118,1981,pp.42-46.
- 24) Takahashi,T.: High Velocity Flow in Steep Erodible Channels,Proc.of XXII Cong.,IAHR,Topics in Fluvial hydraulics,1987,pp.42-53.
- 25) 高橋 保:二次災害の予知と対策 No.3,社団法人 全国防災協会,1989,pp.7-23.
- 26) 高橋 保・中川 一・山路昭彦:土石流氾濫危険範囲の指定法に関する研究,京都大学防災研究所年報,第30号B-2,1987,pp.611-626.
- 27) 高橋 保:土石流の流れ学,ながれ,3,1984,pp.307-317.
- 28) 高橋 保・匡 尚富:変勾配流路における土石流の形成,京都大学防災研究所年報,第29号B-2,1986,pp.343-359.
- 29) 高橋 保・中川 一・佐藤広章:扇状地における土砂氾濫災害危険度の評価,京都大学防災研究所年報,第31号B-2,1988,pp.655-676.
- 30) 高橋 保・中川 一・加納茂紀:洪水氾濫による木造家屋流失の危険度評価,京都大学防災研究所年報,第28号B-2,1985,pp.455-470.

結 論

地域の洪水および土砂氾濫災害危険度を評価するには、水理学的根拠に基づいた洪水や土石流の氾濫シミュレーションを行い、外力の受け皿である流域の地形的要因および社会・経済的要因をそこに取り入れてきめの細かい被害の予測を行うことが重要であると考え、その一手法を提示した。以下、本研究で得られた結果と問題点、今後の課題を要約して結論とする。

第1章では、洪水氾濫現象を対象として、二次元平面流れに関する基礎方程式系を誘導し、その差分表示式を示した。ついで、構造物群の配置が氾濫流に与える影響を定量的に評価する方法として、計算メッシュ内に含まれる構造物の占有面積率を用いた通過率の概念を導入し、これを考慮することによって、実験室内で得られた結果がよく説明できることを確認した。さらに、排水路網が存在する場合における洪水氾濫水の挙動を説明し得る水理モデルを構築し、水理模型実験結果と数値シミュレーション結果とを比較してモデルの妥当性を検討した。その結果、ここで示した方法によって実験結果がある程度再現できることが確認された。このモデルを実際の災害事例である昭和57年の長崎災害における中島川の洪水氾濫解析に適用し、中島川を排水路に見立てた方法は、この川を地盤の低い格子とみなした計算方法で得られた結果とほぼ同様もしくはそれ以上の精度の結果を得ることがわかった。さらに、三隅川の洪水氾濫現象への適用を試みた結果、災害調査結果を比較的よく説明することがわかった。しかしながら、通過率の適用限界や数値計算の安定性や精度については検討されておらず、これらは今後さらに検討を要する課題である。

第2章では、洪水氾濫に伴う木造家屋の流失危険度について検討を行った。まず、昭和58年の山陰豪雨災害における三隅川の堤防決壊による三隅地区の家屋流失の実態を明らかにし、氾濫計算から求めた流体力と家屋の流失・全壊の分布とから、両者の間に有意な相関があることを見いだした。このことから、洪水氾濫による家屋被害は、木造家屋が最も受けやすく、在来軸組工法からなる木造家屋のほぼ構造から考えて、これの回りの流体力によるモーメントが家屋の破壊危険指標になり得ることがわかった。一般家屋の耐力モーメントと流体力との関係から、水深と流速との積で表わされる家屋の破壊危険曲線が求められ、実際の流失事例と比較してこれが木造家屋の流失危険度を表わす指標となり得ることが確認された。家屋の部分破壊が家屋全体の流失や全壊につながることも考えられ、ここでは窓ガラスの破壊危険度について検討した。その結果、流水の動圧と窓ガラスの耐力との関係から破壊危険度が定式化され、家屋の変形による破壊危険度と比べてかなり小さい外力で窓ガラスが破壊する危険性があることがわかった。以上は、家屋が単体で存在する場合であったが、家屋群中で受ける流体力についても実験的に検討した。その結果、家屋群の配置形態の違いにより、単体で受ける場合よりも大きな流体力を受ける場合もあり、逆に小さくなる場合もあることがわかった。そして、最悪の配置形態の場合では、単体で受ける場合の2倍程度の流体力となることがわかった。実際の家屋の配置形態や大きさ、耐力は様々であり、流水の進行方向によっても家屋の耐力は変化する。また、ここで用いた地震力を対象とした家屋の耐力試験結果が、どこまで流水に対する耐力として適用できるか等、問題点も残されている。したがって、さらに詳細な流水に対する木造家屋の耐力が明らかにされれば、より正確な流失危険度指標が得られるものと思われる。

このようにして求められた木造家屋の流失危険度指標を用いて、昭和40年奥越豪雨災害の真名川の

閉塞による中島地区の家屋流失現象の再現を試みた。その結果、天然ダムの形成によって真名川が閉塞され、それによって本川の流れが行き場を失って上流側の高水敷へ乗り上げながら逆流し、家屋が上流に向かって流れたという災害の実態をある程度再現できる結果が得られた。さらに、実流域を対象とした木造家屋の流失危険度予測を、京都盆地南部の巨椋流域をとり挙げて、行った結果、氾濫計算と流失危険度とを組み合わせた手法の有用性が確認された。

さらに、堤防決壊時の非定常性の強い洪水氾濫流による木造家屋の流失危険度についても実験的、理論的考察を行い、流失危険範囲の予測法を提案した。このような流れの流体力の最大値が、衝突初期ではなくてそれより後で水位が上がってきた段階で生じている場合が多かったことから、先に求めた定常流れ場で作用する流体力から得られた流失危険度指標で、非定常性の強い流れによる流失危険範囲がカバーし得ることが推察された。

第3章では、河川堤防の決壊に伴う洪水災害の程度を見積る際には、洪水流による家屋の流失、全壊、半壊、一部損壊、浸水等の被害のみならず、堤体土砂が流水によって輸送されるために生じる掃流土砂の堆積や流水中に含まれていた浮遊土砂の堆積による損失を見積ることも重要だと思われる。このような観点から、洪水氾濫に伴う土砂堆積による被害見積りを可能にする数値シミュレーション手法の開発とその適用性の検証を行った。すなわち、まず、堤防決壊によって堤体土砂が掃流形態をとって流送されると考え、これによる二次元河床変動計算を行い、実験結果と比較検討した結果、本手法によりある程度実験結果を説明し得ることがわかった。河道水には多量の浮遊土砂が含まれているため、これによる土砂堆積も評価する必要がある。そこで、まず、一次元水路において浮遊砂の堆積実験を行い、その結果をよく説明する浮遊砂および掃流砂を考慮した河床変動計算法を示した。ついで、同モデルを平面二次元場に拡張し、堤内地における浮遊砂の堆積現象がこのモデルによってどの程度再現できるかを水理実験結果と比較して調べた。破堤口からは浮遊砂のみが流入するような弯曲流路を用いた計算では、実験結果を比較的よく説明する計算結果が得られ、もう一つのケースである単純な四方形氾濫場に流入する場合の計算結果は、堤内地の緩い循環流に規定された細長い堆積形状をよく再現できた。しかし、実験では破堤口から堤内地へ流出する掃流砂成分の境界条件が厳密には計測されておらず、計算では給砂量と浮遊砂濃度から求まる量との差から間接的に求めた値を境界条件として与えたので、その精度が問題であったり、また、下流端での掃流砂の流出条件に問題があったりして堆積厚さの分布の再現にやや問題が残された。

本手法を巨椋流域に適用し、洪水氾濫に伴う土砂堆積予測を行った。破堤口からの浮遊砂の流出量や堤防の決壊過程などにはかなりの仮定が含まれているが、本手法により、流域の洪水氾濫に伴う土砂堆積の分布が見積られ、土砂堆積による被害の評価問題への発展が可能となった。

第4章では、氾濫計算に基づいた一般家屋被害と人的被害の評価方法について述べたが、特定の流域における具体的な被害額や死者数の多寡について議論しようとするものではなく、被害の評価方法についての方法論を展開した。巨椋流域を例に挙げて議論した結果、破堤点の位置の違いや破堤点の仮締め切りを行ったり二次堤を配置したりすることで被害額にもかなりの違いがみられ、また、避難条件の違いで避難の難易がどのようになるかが評価でき、本手法によって流域の洪水氾濫危険度をきめ細かく評価することが可能になったものと思われる。

まず、被害額については一般家屋の被害のみ（一部土砂堆積による被害も検討した）を対象とした

が、農作物の被害や家庭用品の被害等の直接的な被害や、経済活動への障害や清掃その他の出費、災害復旧費等の二次的被害、失業、収入の減少、土地価格の減少等の間接的な被害等も考慮した被害額の算定も、洪水氾濫規模や流域の社会・経済的規模の変化に応じた計算が可能であり、さらにきめの細かい被害の算定が可能になるものと思われる。

つぎに、洪水氾濫水のダイナミックな動きを考慮した避難のシミュレーション法を提示し、避難予警報の発令時期やその伝達速度等を種々変化した条件下での人的被害の予測を行った。避難行動や避難地選択に関しては改良の余地がまだ残されているが、避難条件の違いで避難の完了度が大幅に変化するなど、人的被害と避難条件とが密接な関係にあることが定量的に評価できた。ただ単に湛水深と死者率との回帰式を用いた人的被害の予測では、住民の避難行動が反映されないために湛水深の増加とともに死者数が増加していくという結果になった。情報化が進んだ今日ではもはや過去の回帰式の適用性は殆ど無いと言っても過言ではなく、より正確な人的被害の評価を行うには、言い換えればより安全な洪水対策、避難予警報対策を実現するには、ここで行った避難のシミュレーション法に、より詳細な避難システムの情報を組み込むとともに、避難時期の昼夜の別や老人と子供など年齢の違いによる避難の難易、高層アパートか平屋といった要避難住民の評価、災害経験の有無等、より実際に近い住民の避難行動をシミュレートし得るモデルに改良していかなければならない。

第5章では、土砂災害のハザードマップ、リスクマップを作成する上で、数値シミュレーションが有効な手法であることを示し、具体的なシミュレーションの手法およびそれによる危険度ランク別の危険度評価法の一例を挙げた。まず、石礫型土石流の氾濫・堆積に関する研究においては、石礫型土石流の場合には、粒子同士の衝突効果が重要になり、底面に作用するせん断力は、石礫を介して伝わるクーロン型抵抗と粒子間流体と底面間の流体摩擦の合計に等しくなるものと考え、石礫型土石流の抵抗則を示した。石礫型土石流の氾濫・堆積の過程は、その停止の瞬間まで土砂と水が一体となった連続流体として取り扱えるものとすれば、この抵抗則を用いて洪水氾濫流れと同様のシミュレーション法によって解析できることがわかった。石礫の堆積過程は、当該地点の平衡土砂濃度と土石流の流下濃度との差に比例した速度で堆積が進行するものとして表わせ、水理実験結果でそれが検証された。広い粒度分布を持った土石流は先端に石礫を集め、後続部になるほど泥流的性質を持って流下してくると思われるが、その堆積によって生じる土石流扇状地の堆積構造は、流下土石流のこのような粒度分布特性を反映して複雑である。そこで、粒子個数の変化に関する方程式を導入し、さらに、土石流が勾配変化点にさしかかっても直ちに堆積するのではなく、ある距離を慣性的に流下した後に堆積するという事実を考慮した堆積速度の修正式を与えて、土石流扇状地の粒度分布特性をうまく説明できるような堆積シミュレーション法を示した。そして、このシミュレーション法を洞谷土石流に適用して比較的良く実際現象が説明できることが示された。

粒子同士の衝突によって砂礫が流動深さ全体に分散するためにはある程度濃度が高くなければならず、そのような限界の濃度が存在する。石礫型土石流の平衡濃度がその濃度となるような勾配では、粒子はもはや流動深さ全体には分散できず、粒子がほぼ均等に分散して流れている下層と、上部の水流の層とに分離した流れ、いわゆる集合流動となるが、土砂流もこれに相当した流れである。一旦形成された土石流扇状地は後続流やその後で発生する洪水のような水流によって侵食され、土砂流による扇状地が形成される。その形成過程は二次元の掃流砂輸送過程として解析が可能であり、こ

ここではその具体的なシミュレーション手法を示し、水理実験結果と比較してその妥当性が確かめられた。

流動深に比して構成粒子径が非常に小さい流れでは、構成粒子の衝突効果よりも粒子間隙の流体の乱れに起因した抵抗が卓越してくる。ここではそのような流れを泥流型土石流として取り扱い、抵抗則にはManning則の適用が可能となると考え、石礫型土石流と同様の氾濫・堆積シミュレーション法を示した。そして、この手法をコロンビア国ネバド・デル・ルイス火山の噴火にともなって発生した巨大泥流に適用し、調査結果を比較的良く説明する結果を得た。

最後に、シミュレーション法を基礎とする危険範囲指定へのフローについての提言を行い、本シミュレーション法に基づく土石流扇状地内の危険度ランク別の危険度評価が有効であり、とくに、すでに家屋群が立地している場合でも、それらの家屋群を考慮した場合と家屋が無いと仮定した場合の両方の場合についての危険度評価を行って、それらの結果を総合的に判断するのがよいことが示された。

石礫型土石流と泥流型土石流の堆積速度を規定する定数 β を導入し、土砂の連続式で構成粒子を粗粒成分と細粒成分に分けたが、それらを分離する基準、泥流の運動が停止に至る限界の流速 U_{TH} 等についてはまだ一般性のある議論ができておらず、今後の課題として残されている。また、粒度分布が広い場合の堆積の実験を行っておらず、計算結果を直接吟味できなかったが、これについても今後検討を要する。さらに、土石流扇状地の侵食過程における水みち形成の問題や土砂災害危険度評価における発生規模別の危険度を加味した総合的な危険度評価についても今後早急に検討を要する課題であろう。

以上、本研究において得られた主要な結果と今後解決すべき問題点について述べた。この研究が、地域の洪水および土砂災害危険度を総合的に評価し、被害を最小限にとどめるための方策を構じる上で一助となれば幸いである。

謝 辞

最後に、本研究を遂行するにあたり、終始懇切丁寧なご指導を賜った、京都大学防災研究所教授、高橋 保先生に深甚の謝意を表します。また、折りにふれて御教示いただいた、京都大学防災研究所教授、芦田和男先生ならびに京都大学防災研究所助教授、江頭進治先生に深謝する次第であります。水理実験のほとんどが京都大学防災研究所附属宇治川水理実験所（施設長、今本博健教授）において行われたものであって、今本教授をはじめ所員の皆様には種々の面でご協力いただいた。ここに記して、感謝の意を表します。さらに、本研究に助力していただいた当時学生の加納茂紀君（現在、水資源開発公団）、西崎文能君（現在、大阪ガス）、山路昭彦君（現在、日本気象協会）、吉田益巳君（現在、フジタ工業）、河西茂行君（現在、大阪府）、安達宗徳君（現在、名古屋鉄道）、佐藤広章君（現在、大阪府）、寛 崇弘君（現在、四国旅客鉄道）、東山 基君（現在、前田建設）および石川香世子女史に感謝の意を表します。